



HAL
open science

Modélisation hydromécanique du comportement des ouvrages souterrains avec un modèle élastoviscoplastique

Roland Plassart

► To cite this version:

Roland Plassart. Modélisation hydromécanique du comportement des ouvrages souterrains avec un modèle élastoviscoplastique. Autre. Institut National Polytechnique de Lorraine, 2011. Français. NNT : 2011INPL050N . tel-01751075

HAL Id: tel-01751075

<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01751075v1>

Submitted on 29 Mar 2018

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



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
Spécialité Mécanique – Génie Civil

par

Roland PLASSART

MODELISATION HYDROMECHANIQUE DU COMPORTEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS AVEC UN MODELE ELASTOVISCOPLASTIQUE

Soutenue publiquement le 15 septembre 2011 devant la commission d'examen

Membres du Jury :

Pr. Jack-Pierre PIGUET	ENS des Mines de Nancy	Président du jury
Pr. Frédéric PELLET	INSA – Université de Lyon	Rapporteur
Pr. Michel TIJANI	Mines ParisTech	Rapporteur
Dr. François MARTIN	B&G Ingénieurs Conseils	Examineur
Dr. François LAIGLE	EDF – CIH	Examineur
Dr. Roméo FERNANDES	EDF – R&D	Examineur
Pr. Albert GIRAUD	ENSG Nancy	Directeur de thèse
Pr. Dashnor HOXHA	Polytech Orléans	Directeur de thèse

Résumé

Modélisation hydromécanique du comportement des ouvrages souterrains avec un modèle élastoviscoplastique.

Le comportement à long terme des excavations souterraines est un enjeu social et économique majeur, en particulier dans le contexte du stockage en formation géologique profonde de déchets nucléaires à Haute Activité et Vie Longue (HAVL). Plusieurs galeries expérimentales ont été creusées dans le laboratoire de recherche souterrain de Meuse/Haute-Marne situé près de Bure en France, où des études sont menées pour comprendre le comportement global de la roche constitutive : l'argilite du Callovo-Oxfordien (COx).

L'objectif de cette thèse est d'effectuer une modélisation avec Code_Aster d'ouvrages souterrains, et en particulier d'une des galeries du laboratoire de Meuse/Haute-Marne, en prenant en compte une approche non locale, l'effet du fluage et le couplage hydromécanique dans le cadre de la mécanique des milieux poreux, et de comparer les résultats numériques avec les données expérimentales disponibles.

Le modèle élastoviscoplastique spécifiquement utilisé pour cette étude est le modèle *L&K* : il offre d'une part un couplage entre le comportement instantané et différé, et prend en compte d'autre part la dilatance, paramètre qui gouverne les déformations volumiques du matériau lors d'une sollicitation, et ses fortes variations, caractéristique essentielle des géomatériaux et en particulier du COx. La présence d'un fluide s'écoulant à travers le matériau va ajouter une composante hydraulique à la modélisation, dont le couplage avec la mécanique est assuré par les équations de Biot.

Une autre nouveauté de ce travail concerne le couplage entre ce comportement rhéologique complexe et une approche non locale dans un cadre industriel. Parmi les méthodes de régularisation disponibles dans Code_Aster, la méthode second gradient de dilatation a été choisie parce que bien adaptée aux géomatériaux. Son but est de corriger la dépendance au maillage et les solutions numériques localisées.

Une fois les outils numériques opérationnels et les paramètres du modèle *L&K* calés sur des essais effectués en laboratoire sur des échantillons, un bon accord général a été trouvé entre les résultats numériques et les mesures *in situ*, sans aucun recalage des paramètres. Les effets du temps observés expérimentalement sur l'évolution des déplacements et des pressions d'eau sont retrouvés au sein d'une même modélisation, validant ainsi la démarche prédictive suivie.

Mots-clés : Elastoviscoplasticité, radoucissement, dilatance, modèle second gradient, couplage hydromécanique, excavation souterraine, stockage de déchets nucléaires.



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



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

Abstract

The long term behaviour of underground excavations is a social and economic stake, in particular in the context of storage in deep geological formation of high activity and long life nuclear waste. Several experimental galleries have been dug in the underground research laboratory (URL) of Meuse/Haute-Marne located close to Bure in France, where studies are leaded in order to understand the global behaviour of the constitutive rock which is the Callovo-Oxfordian (COx) argillite.

The purpose of this PhD Thesis is to establish a modelling with Code_Aster of underground excavations, and especially of a Meuse/Haute-Marne laboratory gallery, taking into account non local approach, creep effect and hydromechanical coupling in the framework of the mechanics of porous media, and then to compare numerical results with available experimental data.

The specific elastoviscoplastic model used in this study is the *L&K* model: it offers a coupling between instantaneous and delayed behaviour, and it takes into account the dilation, parameter which governs the volume strains of the material during a sollicitation, and its strong variation, a specificity of geomaterials and so of COx argillite. The fluid flowing through the material adds a hydraulic component to the modelling, which is coupled to mechanic component thanks to Biot's equations.

Another novelty of this work concerns the coupling between such complex rheological behaviour and a non local approach in an industrial way. Among methods of regularization available in Code_Aster, the second gradient of dilation is well fitted to geomaterials. Its aim is to correct mesh dependency and numerical localized solutions.

After describing numeric tools and setting parameters of the *L&K* model on laboratory tests, a good general agreement was found between numeric results and *in situ* measures, without resetting parameters. Time effects experimentally measured on displacement and pore pressure evolution are observed in the same modelling, validating the followed predictive approach.

Key-words: Elastoviscoplasticity, softening, dilation, second gradient model, hydromechanical coupling, underground excavation, nuclear waste storage.

Remerciements

Avant toute chose, je tiens à remercier les responsables d'EDF qui de près ou de loin ont rendu cette thèse possible. D'abord à la tête du département Génie Civil, je remercie **André Saint Marcel** et **Bernard Reverchon** pour leur soutien affirmé à la présence de thésards dans leurs équipes malgré les contraintes opérationnelles liées à l'activité d'ingénierie du département. **Jean-Luc Périollat** ensuite, en tant que chef de projet, a également suivi et soutenu l'intégralité de la thèse au travers d'échanges techniques très fructueux. Enfin, à l'échelle des services au sein desquels j'ai évolué au CIH, je remercie en premier lieu **Jean Boulet** et **Denis Aelbrecht** qui se sont succédés à la tête du service Expertise et Développement (GC-ED) du département et qui ont tous deux une haute estime de la recherche et savent la défendre en toute occasion. Une autre personne qu'il est inutile de convaincre sur ce point est **François Laigle** que je remercie ici une première fois en tant que chef du jeune service Géotechnique et Ouvrages Souterrains (GC-GS), service au sein duquel j'ai achevé ma thèse.

Je remercie ensuite **Françoise Homand**, directrice de l'école doctorale RP2E, qui a appuyé la mise en place de la thèse au sein du laboratoire LaEGO, ainsi que **Farimah Masrouri**, en tant que directrice du laboratoire.

Viennent maintenant les personnes qui se sont retrouvées au cœur même de ce travail, à commencer par mes deux co-directeurs de thèse **Albert Giraud** et **Dashnor Hoxha** qui malgré les difficultés et les séparations géographiques respectives ont assuré la solidité du projet. Je remercie également ici mon jury de thèse qui a accepté de juger mon travail : les rapporteurs **Frédéric Pellet** et **Michel Tijani**, ainsi que **Jack-Pierre Piguet** et **François Martin** en tant qu'examineurs. Je remercie une nouvelle fois **François Laigle**, à la fois en tant que créateur, initiateur, promoteur, aiguilleur ou encore modeleur des différentes idées qui ont orienté la recherche au cours de cette thèse. Malgré sa disponibilité restreinte inhérente à son poste et aux nombreuses sollicitations qui l'assaillent de toute part, il a toujours su me réserver le temps et l'énergie indispensable au bon déroulement de notre ouvrage. Je remercie enfin **Roméo Fernandes** sans qui rien n'aurait été possible, grâce à son appui technique sous Code_Aster, mais aussi sa disponibilité, sa pédagogie et son soutien inconditionnel très précieux dans mes moments de doutes numériques.

Pour poursuivre sur l'appui numérique Code_Aster, à côté de **Roméo Fernandes**, je tiens à remercier toute les personnes que j'ai côtoyées à la R&D de Clamart. Certaines personnalités ont participé historiquement et de façon active au projet, je pense notamment à **Clément Chavant** qui fait partie des pionniers du couplage HM sous Code_Aster. De son côté, **Alexandre Foucault** a participé à des « tempêtes de cerveaux » intenses autour des problématiques de régularisation. D'autres personnes ont aussi régulièrement suivi et soutenu les avancées de ma thèse au sein du groupe de travail dit « Géotechnique » : à côté de personnes déjà citées, je pense à **Thierry Lassabatère**, **Philippe Giaume** ou encore **Sylvie Granet** pour ne citer qu'eux.

A côté des experts Code_Aster de Clamart, j'ai également pu compter sur une petite équipe d'experts « locaux » au CIH, aux moyens en apparence plus limités mais à l'ingéniosité sans faille. Je remercie d'abord à ce titre **Philippe Kolmayer**, qui a également contribué à la préparation de la soutenance au travers de (nombreuses) critiques à la fois précieuses et constructives. Je remercie ensuite les « jeunes » (Philippe me pardonnera) tels qu'**Etienne**

Grimal, Emmanuel Robbe ou encore **Grégory Coubard**, tous unis face à l'adversité technico-numérique asterienne.

Je termine le tour d'horizon des entités qui m'ont accueilli par le laboratoire LaEGO de Nancy. Sans pouvoir citer tout le monde, je pense notamment à **Richard Giot, Javad Eslami** et **Théophile Guillon** de l'équipe Mécanique des Roches, sans oublier **Monique Bauer** au secrétariat, que je remercie chaleureusement.

Il me reste à saluer ceux qui m'ont supporté au quotidien : mon « co-thésard » **Yu Guang Chen** qui va connaître lui aussi très prochainement les affres mais aussi les joies d'une fin de thèse, et **Alexandra Silvestre** que je remercie tout spécialement pour son aide dans le domptage du modèle *L&K* et son appui avec **Patrice Scharff** dans l'utilisation du logiciel FLAC.

Je ne peux malheureusement pas énoncer tous ceux avec qui j'ai passé des moments professionnels et personnels mémorables, qu'ils soient agents EDF, stagiaires, ou intérimaires, mais ce paragraphe est pour eux.

Je finis ces longs remerciements par ma famille, parents et grands-parents, qui ont à maintes reprises tenté de comprendre ce qui pouvait tant m'intéresser dans ces « tricots virtuels ». Je remercie en particulier Carole pour tout ce qu'elle peut m'apporter, Stéphan pour nos interminables discussions qu'elles soient techniques ou philosophiques, et Marianne pour son soutien permanent et la patience dont elle sait admirablement faire preuve avec moi.

« Merveilleuses sont les choses que l'on voit, bien plus celles que l'on perçoit et plus encore
celles que l'on ignore. »
Nicolas Sténon, 1673, Copenhague

« Felix qui potuit rerum cognoscere causas. »
Virgile, *Géorgiques*, Ier siècle av. J.-C.

Sommaire

Remerciements	5
Résumé	3
Abstract	4
Sommaire	9
Liste des figures	13
Liste des tableaux	18
Notations	19
1 Contexte industriel et problématique	23
1.1 Contexte industriel	24
1.1.1 Problématique des déchets nucléaires	24
1.1.2 Stockage géologique des déchets nucléaires HAVL	24
1.1.3 Autres sites mondiaux de stockage	27
1.2 Problématique de la thèse	28
1.3 Présentation de Code_Aster	29
1.3.1 Couplage hydromécanique (HM)	30
1.3.2 Pilotage	30
1.3.3 Régularisation	31
1.4 Plan de la thèse	31
2 Etat de l'art - Modélisations des géomatériaux avec couplage hydromécanique	33
2.1 Couplage hydromécanique dans le cadre des milieux poreux	34
2.1.1 Milieu poreux saturé et contrainte effective	34
2.1.2 Milieu poreux non saturé	35
2.2 Milieu poreux non saturé : contrainte effective – variables indépendantes	39
2.2.1 Sols saturés à pression interstitielle négative (Fleureau)	39
2.2.2 Sols non saturés : extension de la contrainte effective	39
2.2.3 Variables indépendantes de contrainte (Bishop, Alonso)	40
2.2.4 Généralisation de la contrainte effective	43
2.3 Modèles non saturés et concept de pression interstitielle équivalente	46
2.3.1 Introduction du concept de pression interstitielle équivalente	46
2.3.2 Lien avec la formulation de Bishop	47
2.3.3 Lien avec la formulation d'Alonso	47
2.4 Les équations du couplage poromécanique	49
2.4.1 Perméabilité et loi de transfert	49
2.4.2 Equations du couplage	50
2.5 Effets différés visqueux et hydrauliques	51
2.5.1 Notions d'effets différés mécaniques	52
2.5.2 Problématique des temps caractéristiques	53
2.5.3 Poroviscosité	54

3	Cadre physique et concepts du modèle <i>L&K</i> en milieu poreux	57
3.1	Généralités sur le comportement des roches	58
3.1.1	Comportement à l'échelle de l'ouvrage	58
3.1.2	Comportement à l'échelle du laboratoire	60
3.1.3	Comportement différé	67
3.2	Comportement instantané élastoplastique	72
3.2.1	Comportement pré-pic.....	73
3.2.2	Comportement post-pic	77
3.2.3	Comportement volumique et dilatance	79
3.2.4	Bilan du comportement élastoplastique instantané	88
3.3	Comportement à long terme et viscosité	89
3.4	Couplage des mécanismes.....	93
3.5	Bilan sur le modèle <i>L&K</i>	93
3.5.1	Spécificités sous Code_Aster	93
3.5.2	Limitations du modèle <i>L&K</i>	94
4	Modèle de comportement élastoviscoplastique <i>L&K</i> et couplage hydromécanique.....	95
4.1	Formulation du modèle <i>L&K</i>	96
4.1.1	Décomposition du tenseur des déformations	96
4.1.2	Expression des critères	99
4.1.3	Lois d'écoulement et lois de dilatance	103
4.1.4	Couplage des mécanismes.....	104
4.1.5	Intégration dans Code_Aster	105
4.2	Les paramètres du modèle <i>L&K</i>	107
4.2.1	Résumé des paramètres du modèle <i>L&K</i>	107
4.2.2	Démarche d'identification des paramètres du modèle <i>L&K</i>	108
4.3	Recensement des données expérimentales	109
4.3.1	Les paramètres élastiques.....	109
4.3.2	Les paramètres hydrauliques et de couplage hydromécanique	109
4.3.3	Les paramètres des seuils de résistance.....	111
4.4	Ajustement à partir des données d'entrée	112
4.4.1	La limite de clivage	112
4.4.2	Le seuil viscoplastique maximal	113
4.4.3	La loi de dilatance post-pic	114
4.4.4	Paramètre d'extension et vérification de la convexité des seuils	115
4.5	Calage du modèle <i>L&K</i> sur essais de laboratoire	115
4.5.1	Essais de laboratoire disponibles.....	115
4.5.2	Calage des paramètres sur essais triaxiaux instantanés.....	116
4.5.3	Calage sur essais d'extension.....	120
4.5.4	Calage des paramètres viscoplastiques sur essais de fluage	123
4.5.5	Bilan des paramètres du modèle <i>L&K</i> après calage.....	124
5	Méthode de régularisation.....	127
5.1	Problèmes de modélisation de la localisation	128
5.1.1	Mise en évidence.....	128
5.1.2	Limites de la mécanique des milieux continus.....	133

5.2	Les méthodes de régularisation	134
5.2.1	Méthodes modélisant des discontinuités	135
5.2.2	Méthodes basées sur des modèles continus.....	135
5.2.3	Choix du modèle de régularisation.....	137
5.3	Formulation du modèle second gradient de dilatation	138
5.3.1	Les milieux à microstructure dilatants	138
5.3.2	Le modèle second gradient de dilatation.....	138
5.3.3	Couplage avec les équations de l'hydraulique	139
5.3.4	Discrétisation spatiale par éléments finis	140
5.3.5	Intégration numérique dans Code_Aster.....	140
5.4	Couplage avec le modèle L&K pour des matériaux dilatants.....	141
5.4.1	Localisation des déformations dans une bande cisailée	141
5.4.2	Essais avec le modèle <i>L&K</i>	144
5.4.3	Evaluation de la régularisation sur ouvrages.....	147
6	Application à la problématique de stockage	149
6.1	Laboratoire de recherche souterrain de Bure et modélisations	150
6.1.1	Synthèse des expérimentations effectuées au laboratoire de Bure.....	150
6.1.2	Aperçu de modélisations antérieures.....	154
6.2	Modélisation 2D couplée HM avec le modèle L&K et régularisation.....	158
6.2.1	Géométrie et maillage de l'étude	158
6.2.2	Chargement	159
6.2.3	Résultats et validation de la modélisation	162
6.3	Etudes de sensibilité	168
6.3.1	Sensibilité numérique	168
6.3.2	Effet de la régularisation	169
6.3.3	Effet du fluage	171
6.3.4	Effet de l'orientation de la galerie.....	173
6.3.5	Effet de la perméabilité	176
6.3.6	Effet de la cinétique de creusement.....	180
6.3.7	Effet de l'hydraulique : calcul mécanique.....	181
6.4	Modélisation 3D de l'excavation	184
6.4.1	Spécificités liées au calcul 3D.....	184
6.4.2	Validation du modèle en 3D.....	186
	Conclusion et perspectives	189
	Bibliographie.....	191
	Annexes.....	201

Liste des figures

Chapitre 1

Figure 1.1 : Localisation du laboratoire de Meuse/Haute-Marne (Bure) et vue d'une galerie	25
Figure 1.2 : Architecture du laboratoire de Meuse/Haute-Marne (ANDRA, 2011)	25
Figure 1.3 : Coupe géologique de l'est du Bassin parisien et localisation du Callovo-Oxfordien (modifié d'ANDRA, 2011)	26
Figure 1.4 : Architecture de stockage proposée par l'ANDRA (ANDRA, 2005a)	27

Chapitre 2

Figure 2.1 : Le milieu poreux saturé vu comme une superposition de deux milieux continus (Coussy, 1991)	34
Figure 2.2 : Le sol non saturé vu comme un milieu multiphasique (Arson, 2009)	36
Figure 2.3 : Courbe de rétention (pression capillaire-degré de saturation en eau)	37
Figure 2.4 : Perméabilités relatives à l'air et à l'eau (Vuillet, 2001)	38
Figure 2.5 : Influence schématique du degré de saturation sur la relation contrainte/déformation (Vuillet, 2001)	38
Figure 2.6 : Domaines d'élasticité dans le plan $[p \times q]$ à p_c constante (Dangla, 2002)	42
Figure 2.7 : Vue tridimensionnelle dans le plan $[p \times q \times p_c]$ (Dangla, 2002)	42
Figure 2.8 : Critère de plasticité non saturé dans le plan $[-(\sigma + \pi) \times q]$ à p_c constante (Dangla, 2002)	48
Figure 2.9 : Représentation schématique du fluage et de la relaxation (Wong et al., 2007)	54

Chapitre 3

Figure 3.1 : Mécanismes comportementaux et modes de ruine (Legros & Jarrin, 2011)	59
Figure 3.2 : Modes de fracture : a) écaillage, b) roches poussantes (Vardoulakis et al., 1988)	60
Figure 3.3 : Relations entre conditions sèches (dry) et saturées (sat) sur du gypse pour	61
Figure 3.4 : Evolution selon la teneur en eau de propriétés d'Opalinus Clay	61
Figure 3.5 : Dispositif expérimental d'un essai triaxial	62
Figure 3.6 : Essais non drainés de Heitz (1996) sur argilite – déviateur et pression d'eau	63
Figure 3.7 : Comparaison essais biaxiaux drainés / non drainés sur sable par Mokni et al. (1999)	63
Figure 3.8 : Comparaison schématique entre essai drainé et non drainé – lien avec la pression interstitielle	64
Figure 3.9 : Localisation des déformations lors d'un essai drainé sur l'argilite du COx (Lenoir, 2006)	64
Figure 3.10 : Modélisation d'une bande argileuse en conditions non drainées (Indraratna et al., 2005)	65
Figure 3.11 : Evolution des déplacements perpendiculaires à la fracture (Indraratna et al., 2005)	66
Figure 3.12 : Essai triaxial en compression sur un grès pour différents confinements – évolution du déviateur et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Zhao et al., 2010a)	66

Figure 3.13 : Essais triaxiaux sur l'argilite du COx pour différents confinements (Hoxha, 2004).....	67
Figure 3.14 : Courbe complète de fluage sur un grès (Yang et al., 2010)	68
Figure 3.15 : Vitesse de fluage en fonction de la déformation (Zhang et al., 2004).....	69
Figure 3.16 : Vitesse de fluage (secondaire) selon la contrainte appliquée (Zhang et al., 2004)	69
Figure 3.17 : Essais de fluage du LaEGO - Paliers de déviateurs imposés (Hoxha, 2004)	70
Figure 3.18 : Essais de fluage du LaEGO – Evolution des déformations axiales (Hoxha, 2004)	70
Figure 3.19 : Influence de la vitesse de sollicitation (Bhandari et Inoue, 2005).....	71
Figure 3.20 : Résistance à la compression simple d'andésite en fonction de la vitesse de déformation et comparaison d'échantillons secs et saturés (Masuda, 2001)	71
Figure 3.21 : Essais de relaxation uniaxiale – comparaison échantillon « sec » (EST05547-6) et échantillon « saturé » (EST05677-3) (Zhang et al., 2004).....	72
Figure 3.22 : Phases principales du processus avant rupture dans l'essai de compression uniaxiale et triaxiale monotone (Haïed, 1995)	73
Figure 3.23 : Evolution théorique de la déformation volumique et de la fissuration (modifié de Zhao et al., 2010a).....	74
Figure 3.24 : Influence du rapport des contraintes sur la propagation des tractions locales (Diederichs, 1999).....	75
Figure 3.25 : Définition du seuil de clivage	75
Figure 3.26 : Les différents seuils et domaines du comportement pré-pic dans le plan des contraintes principales et exemple de chargement à confinement constant.....	76
Figure 3.27 : Les différents modes de rupture en fonction du confinement (Laigle, 2004)	77
Figure 3.28 : Classification expérimentale des modes de ruptures en fonction du confinement (en MPa) pour un grès des Vosges (Bésuelle et al., 2000).....	78
Figure 3.29 : Les différents seuils et domaines du comportement post-pic dans le plan des contraintes principales et exemple de radoucissement à confinement constant.....	79
Figure 3.30 : Essais biaxiaux avec le modèle associé de Drücker-Prager en conditions drainées et non drainées	80
Figure 3.31 : Comparaison de différentes lois de comportement sur un essai triaxial non drainé.....	81
Figure 3.32 : Evolution des pressions d'eau pour différentes lois de comportement (essai non drainé).....	81
Figure 3.33 : Effet de la dilatance sur un essai non drainé sur argilite (modèle MC non associé radoucissant) (Giraud et al., 2002).....	82
Figure 3.34 : Mesures et modélisation de la dilatance en fonction de la déformation pour différents confinements sur un calcaire (Zhao et al., 2010a)	83
Figure 3.35 : Modélisation d'un milieu poreux granulaire (modifié de Kleine, 2007a)	84
Figure 3.36 : Organisation de la porosité dans les argilites à différentes échelles (Yven et al., 2007).....	85
Figure 3.37 : Evolution qualitative des grandeurs caractéristiques en phase post-pic (Kleine, 2007a).....	86
Figure 3.38 : Définition du seuil caractéristique linéarisé et les domaines dilatants et contractants associés	87
Figure 3.39 : Evolution de la dilatance en fonction de la déformation axiale pour différentes contraintes de confinement – modèle de Laigle (Laigle, 2004).....	87
Figure 3.40 : Evolution de la surface de charge du mécanisme élastoplastique du modèle <i>L&K</i> sous Code_Aster : a) pré-pic ; b) post-pic.....	89
Figure 3.41 : Description du seuil de résistance à long terme par Kaiser (2010)	90

Figure 3.42 : Définition du seuil de résistance à long terme pour le modèle <i>L&K</i>	91
Figure 3.43 : Variation de la résistance de la roche autour d'un cas d'excavation (Kaiser, 2010).....	91
Figure 3.44 : Domaines définis par Diederichs (2010) : EIZ=Excavation Influence Zone ; EDZ=Excavation Damage Zone ; EFZ=Excavation Fracture Zone	92
Figure 3.45 : Seuil viscoplastique maximal et comportement volumique	92
Figure 3.46 : Domaine de validité du modèle <i>L&K</i> dans le plan des contraintes principales..	94

Chapitre 4

Figure 4.1 : Surface de charge dans l'espace des contraintes	98
Figure 4.2 : Seuils du mécanisme élastoplastique du modèle <i>L&K</i> sous Code_Aster.....	99
Figure 4.3 : Surface de charge dans le plan- π	100
Figure 4.4 : Seuil viscoplastique maximal et comportement volumique	103
Figure 4.5 : Démarche d'identification des paramètres pour un calcul couplé avec le modèle <i>L&K</i>	108
Figure 4.6 : Perméabilité au gaz de l'argilite du COx selon le confinement et l'orientation du litage (Zhang et al., 2004)	110
Figure 4.7 : Eventail de résistances de pic pour l'argilite du COx (Kleine, 2007a)	111
Figure 4.8 : Ajustement de la limite de clivage et calcul de σ_{pt1}	113
Figure 4.9 : Ajustement du seuil viscoplastique maximal	113
Figure 4.10 : Ajustement des paramètres de dilatance post-pic	114
Figure 4.11 : Chemins de contrainte théoriques en conditions drainées et non drainées de différents essais de laboratoire	115
Figure 4.12 : Simulation d'essais triaxiaux à différents confinements – courbes contrainte-déformation	118
Figure 4.13 : Simulation d'essais triaxiaux à différents confinements – courbes de déformation volumique	118
Figure 4.14 : Simulation d'essais triaxiaux à différents confinements – évolution des pressions d'eau	119
Figure 4.15 : Simulation d'essais triaxiaux à différents confinements – chemins de contrainte	119
Figure 4.16 : Chemins de contraintes totales et effectives pour l'essai RTC.....	120
Figure 4.17 : Simulation d'un essai RTC et comparaison avec la courbe expérimentale.....	120
Figure 4.18 : Chemins de contraintes totales et effectives pour l'essai TE	121
Figure 4.19 : Simulation d'un essai TE et comparaison avec les courbes expérimentales	121
Figure 4.20 : Chemins de contraintes totales et effectives pour l'essai CTE.....	122
Figure 4.21 : Simulation d'un essai CTE et comparaison avec la courbe expérimentale	122
Figure 4.22 : Essai de fluage – paliers de déviateur imposés.....	123
Figure 4.23 : Calage de la cinétique de fluage sur un essai expérimental sur l'argilite du COx	124

Chapitre 5

Figure 5.1 : Bandes localisées de cisaillement pour : A) faible confinement ; B) fort confinement (Raynaud et al., 2008)	129
Figure 5.2 : Essai biaxial avec perturbation 1 (en bas) – Localisation des déformations verticales.....	130

Figure 5.3 : Evolution de la contrainte verticale au sommet pour différentes localisations ..	130
Figure 5.4 : Essais biaxiaux et localisation des déformations verticales avec :	131
Figure 5.5 : Maillage (a) et bandes de localisation (variable d'écrouissage plastique) (b) pour la simulation d'une galerie circulaire	132
Figure 5.6 : Visualisation aux points de Gauss de la variation de la porosité dans le cas d'une simulation couplée hydromécanique décrite par une formulation locale (Fernandes, 2009).....	133
Figure 5.7 : Essai biaxial classique avec perturbation, modélisé pour différents maillages (Chambon, 2008).....	134
Figure 5.8 : Visualisation aux points de Gauss de la variation de la porosité dans le cas d'une simulation couplée hydromécanique décrite par la formulation second gradient de dilatation (Fernandes, 2009).....	140
Figure 5.9 : Simulation d'un essai biaxial – conditions aux limites (Fernandes, 2009)	142
Figure 5.10 : Visualisation de l'état plastique instantané pour trois maillages (Fernandes, 2009).....	142
Figure 5.11 : Position de la perturbation pour trois finesses de maillage (Foucault, 2010)...	143
Figure 5.12 : Evolution de la force axiale en fonction du déplacement selon la finesse du maillage (Foucault, 2010)	143
Figure 5.13 : Indicateur de plasticité pour les 3 maillages (Foucault, 2010)	144
Figure 5.14 : Déviateur en fonction du déplacement axial pour un essai biaxial avec perturbation	145
Figure 5.15 : Perturbation en bas – maillage et simulation pour deux valeurs de a_1	145
Figure 5.16 : Perturbation au centre – maillages et bandes plastiques instantanées correspondantes	146
Figure 5.17 : Bandes plastiques instantanées à deux pas de temps successifs.....	146

Chapitre 6

Figure 6.1 : Schéma du laboratoire lors du creusement de la galerie GMR (état en 2005) ...	150
Figure 6.2 : Position des chambres et unités de mesure dans la galerie GMR (ANDRA, 2005c)	151
Figure 6.3 : Vue de dessus axisymétrique de l'excavation et des unités de mesure	151
Figure 6.4 : Vue en perspective des unités de mesures SMR1.1	152
Figure 6.5 : Evolution des pressions dans le forage SUG1102 (ANDRA, 2005c)	152
Figure 6.6 : Procédure d'excavation et évolution des pressions dans la chambre PRE05	153
Figure 6.7 : Répartition des pressions sous le radier de la galerie GMR après excavation ...	154
Figure 6.8 : Essais triaxiaux simulés avec FLAC – déviateurs et déformations volumiques (Kleine, 2007a).....	155
Figure 6.9 : Essais de fluage simulés avec FLAC (Kleine, 2007a).....	155
Figure 6.10 : Résultat du calcul 2D-Plan avec le jeu argileux à 1 an (Kleine, 2007a)	156
Figure 6.11 : Résultat du calcul axisymétrique avec le jeu argileux à 1 an (Kleine, 2007a) .	156
Figure 6.12 : Etude de la pression (PRE05) – modélisation couplée H&B radoucissant (ANDRA, 2005c)	158
Figure 6.13 : Géométrie de la galerie GMR dans une coupe 2D	159
Figure 6.14 : Evolution du taux de déconfinement λ et de la contrainte radiale σ_R dans le cas d'un tunnel non soutenu	160
Figure 6.15 : Evolution du taux de confinement $(1-\lambda)$	161
Figure 6.16 : Modélisation de la galerie GMR : conditions aux limites et quelques points de mesure	161

Figure 6.17 : Comparaison des convergences simulées et mesurées expérimentalement	163
Figure 6.18 : Comparaison des déplacements simulés et mesurés par l'extensomètre de voûte SUG1118.....	164
Figure 6.19 : Comparaison des déplacements simulés et mesurés en fonction de la profondeur à la paroi à 40 jours (extensomètre SUG1118 – voûte)	164
Figure 6.20 : Comparaison des déplacements simulés et mesurés par : a) l'extensomètre de radier SUG1105 ; b) l'extensomètre de pied-droit SUG1103.....	165
Figure 6.21 : Comparaison des pressions d'eau simulées et mesurées par l'unité PRE05	166
Figure 6.22 : Evolution du champ des pressions d'eau (en Pa) à différents instants de la modélisation	166
Figure 6.23 : Evolution sur 1 an des pressions d'eau à différentes distances à la paroi (0 à 5 m en piédroit)	167
Figure 6.24 : Exemple de localisation – carte du paramètre d'écrouissage plastique (à 4 jours)	170
Figure 6.25 : Comparaison de ξ_{ep} pour deux maillages à 40 jours :.....	171
Figure 6.26 : Effet du fluage sur l'évolution de la pression d'eau (PRE05)	172
Figure 6.27 : Effet du fluage sur les convergences de la galerie.....	173
Figure 6.28 : Comparaison des convergences mesurées et simulées – galerie GLE	174
Figure 6.29 : Comparaison des déplacements horizontaux mesurés et simulés – galerie GLE (extensomètre SUG1301 – piédroit)	174
Figure 6.30 : Comparaison des déplacements simulés et mesurés en fonction de la profondeur à la paroi à 30 jours – galerie GLE (extensomètre SUG1301 – piédroit)	175
Figure 6.31 : Influence de l'orientation de la galerie sur l'évolution de la pression d'eau (point PRE05)	175
Figure 6.32 : Effet de la perméabilité sur l'évolution des pressions d'eau (galerie GLE – position PRE05)	176
Figure 6.33 : Effet de la perméabilité sur l'évolution des pressions d'eau à différentes distances à la paroi (galerie GLE – 0 à 5 m).....	177
Figure 6.34 : Effet de la perméabilité sur l'évolution des convergences (galerie GLE).....	178
Figure 6.35 : Comparaison de la répartition des pressions d'eau à 40 jours (galerie GMR) :	179
Figure 6.36 : Effet d'une perméabilité variable sur l'évolution des pressions d'eau à différentes distances à la paroi (galerie GMR – 0 à 5 m).....	180
Figure 6.37 : Comparaison de l'évolution de la pression d'eau en PRE05 pour deux vitesses d'excavation	181
Figure 6.38 : Evolution de la résistance en fonction de la vitesse de chargement (Kleine, 2007a).....	181
Figure 6.39 : Comparaison de l'évolution des convergences pour des simulations drainées et non drainées.....	183
Figure 6.40 : Domaine et géométrie de l'excavation	184
Figure 6.41 : Conditions aux limites mécaniques et hydrauliques de la modélisation 3D	185
Figure 6.42 : Procédure d'excavation pour une tranche et conditions aux limites	185
Figure 6.43 : Déplacements horizontaux après 3 m d'excavation	186
Figure 6.44 : Déplacements verticaux après 3 m d'excavation.....	186
Figure 6.45 : Contrainte de pression ($SIP = -b.p_w$) après 3 m d'excavation	187

Liste des tableaux

Tableau 4-1: Récapitulatif des paramètres <i>L&K</i> de l'étude couplée HM pour l'argilite du COx	125
Tableau 6-1 : Comparaisons des déplacements entre les mesures <i>in situ</i> et la simulation avec <i>L&K</i> aux instants caractéristiques	165
Tableau 6-2 : Comparaison des performances numériques avec la loi de comportement <i>L&K</i> sur Bull et aster4.....	169
Tableau 6-3 : Récapitulatif des paramètres <i>L&K</i> de l'étude mécanique pour l'argilite du COx	182

Notations

Généralités

δ_{ij}	: symbole de Kroneker : $\delta_{ij} = 1$ si $i = j$ et $\delta_{ij} = 0$ si $i \neq j$
$\langle X \rangle$: crochets de Macauly : $\langle X \rangle = 0$ si $X < 0$ et $\langle X \rangle = X$ si $X > 0$
t	: temps
g	: accélération de la pesanteur

De manière générale, pour une grandeur X quelconque :

X_0 ou X^0	: état initial ou de référence
$X^{e,ep,vp}$: respectivement, grandeur élastique, plastique et viscoplastique.
$X_{liq,gz,w,a,vap}$: respectivement, grandeur liée à un liquide, à un gaz, à l'eau, à l'air, et à la vapeur d'eau.
$\underline{\underline{X}}$: tenseur
X_{ij}	: terme général
\dot{X}	: vitesse $\frac{dX}{dt}$
X'	: grandeur effective
X^*	: quantité cinématique virtuelle

Contraintes

σ	: contrainte totale
σ_c	: résistance à la compression simple
σ_n	: contrainte normale
τ	: contrainte de cisaillement
$p = I_1$: pression moyenne ou premier invariant de contraintes
$q = J_2$: déviateur ou second invariant de contraintes
s_{ij}	: partie déviatoire du tenseur des contraintes
$\sigma_{\min}, \sigma_{\max}$: contraintes principales mineure et majeure

Déformations

ε	: déformation totale
γ_p	: distorsion plastique cumulée

Paramètres élastiques

E	: module d'élasticité (ou module d'Young) drainé
E_u	: module d'élasticité non drainé
ν	: coefficient de Poisson drainé
ν_u	: coefficient de Poisson non drainé
K	: module de compressibilité
K_0	: module de compressibilité drainé
K_u	: module de compressibilité non drainé
G	: module de cisaillement

Paramètres liés à l'eau et au couplage hydromécanique

p_{int}	: pression interstitielle
p_w	: pression d'eau
s	: succion
S_r	: degré de saturation
e	: indice des vides
v	: volume des pores
n	: porosité
B	: module de Biot
b	: coefficient de Biot
β	: coefficient de Biot plastique
K_w	: module de compressibilité de l'eau
ρ_w	: masse volumique de l'eau
k_h	: conductivité hydraulique
K_{int}	: perméabilité intrinsèque
K_{rel}	: perméabilité relative
m_w	: variation de masse d'eau
M_w	: vitesse de la masse d'eau
μ	: viscosité dynamique

Paramètres d'entrée du modèle L&K

P_a	: pression atmosphérique
γ_{CJS}	: paramètre contrôlant la convexité des seuils dans le plan- π
H_0^e	: paramètre pilotant la résistance en extension
a_0, m_0, s_0	: paramètres d'écrouissage correspondant au seuil d'élasticité ($p=0$)
a_{pic}, m_{pic}	: paramètres d'écrouissage correspondant au seuil de pic

a_e, m_e	: paramètres d'écrouissage correspondant au seuil de clivage
m_{ult}	: paramètre d'écrouissage correspondant au seuil résiduel
σ_{pt1}	: σ_{min} de l'intersection entre le seuil de pic et le seuil de clivage
x_{ams}	: paramètre des lois d'écrouissage pré-pic
η	: paramètre des lois d'écrouissage post-pic
$\xi_{pic}, \xi_e, \xi_{ult}$: taux d'écrouissage de ξ_{ep} au niveau du seuil de pic, de clivage et résiduel
m_{v-max}	: paramètre d'écrouissage correspondant au seuil viscoplastique maximal
A_v	: paramètre viscoplastique
n_v	: puissance de la loi de fluage
ξ_{v-max}	: taux d'écrouissage de ξ_{vp} au niveau du seuil viscoplastique maximal
$\mu_{0,v}, \xi_{0,v}$: paramètres relatifs à la dilatance pré-pic
μ_1, ξ_1	: paramètres relatifs à la dilatance post-pic

Paramètres liés au modèle de comportement

F^{ep}, F^{vp}	: fonction de charge élastoplastique et viscoplastique
G^{ep}, G^{vp}	: fonction d'écoulement élastoplastique et viscoplastique
$\Phi(F^{vp})$: amplitude des déformations visqueuses
λ_p	: multiplicateur plastique
ξ_p	: variable d'écrouissage plastique totale
ξ_{ep}	: variable d'écrouissage élastoplastique
ξ_{vp}	: variable d'écrouissage viscoplastique
φ	: angle de frottement
φ_{res}	: angle de frottement résiduel
ψ	: angle de dilatance
θ	: angle de Lode
C	: cohésion

Paramètres liés à la régularisation

f	: gradient cinématique microscopique
χ	: déformation volumique microscopique
κ	: contrainte de dilatation microscopique
S	: contraintes vectorielles de dilatation
a_1	: paramètre de régularisation
Λ	: multiplicateur de Lagrange

Autres paramètres de la modélisation

λ : taux de déconfinement
 $V_{1,\dots,9}$: variables internes de Code_Aster

1 Contexte industriel et problématique

1.1	Contexte industriel	24
1.1.1	Problématique des déchets nucléaires	24
1.1.2	Stockage géologique des déchets nucléaires HAVL.....	24
1.1.3	Autres sites mondiaux de stockage	27
1.2	Problématique de la thèse.....	28
1.3	Présentation de Code_Aster	29
1.3.1	Couplage hydromécanique (HM).....	30
1.3.2	Pilotage.....	30
1.3.3	Régularisation.....	31
1.4	Plan de la thèse	31

1.1 Contexte industriel

Ce paragraphe introduit le contexte industriel dans lequel s'inscrit cette thèse, et présente ainsi les enjeux techniques mais aussi socio-économiques qui y sont liés.

1.1.1 Problématique des déchets nucléaires

L'énergie nucléaire est une énergie importante en France assurant près de 80% de la production d'électricité. Elle présente l'avantage de ne pas émettre de gaz à effet de serre en s'affranchissant des ressources carbonées non renouvelables (charbon, pétrole, gaz,...). Cela assure également à la France une plus grande indépendance énergétique. Mais outre les risques directs liés à l'énorme quantité d'énergie radioactive concentrée en un même lieu (accident de Three Miles Island, catastrophes de Tchernobyl et de Fukushima), l'inconvénient majeur et inévitable de cette source d'énergie est la production de déchets susceptibles de présenter un danger pour l'homme dans l'immédiat et à long terme. Provenant pour l'essentiel de l'industrie électronucléaire, les déchets dits nucléaires correspondent aux éléments radioactifs non valorisables issus du retraitement des combustibles usés. Ces déchets sont mélangés à une matrice de verre coulée dans un conteneur en inox. En raison de leur radioactivité élevée, certains de ces déchets dégagent de la chaleur. Ils contiennent des produits de fission (ex : césium 134 et 137, strontium 90) et des actinides mineurs (ex : curium 244 et américium 241).

Les premiers déchets ne représentaient pas des volumes importants et pouvaient assez aisément être stockés de manière sécurisée à proximité des centrales. Cependant le développement de l'énergie nucléaire en France et dans le monde a rapidement augmenté le volume de déchets à gérer et a donc posé le problème : que faire de tous ces déchets en garantissant une sécurité optimale ? La première solution peu glorieuse à nos yeux d'aujourd'hui a consisté à couler en mer et au large les conteneurs de déchets en considérant la dilution océanique comme une barrière suffisante. Cette solution n'est évidemment plus acceptable et l'option envisagée désormais vise à stocker de manière organisée les déchets en souterrain. Ce choix d'entreposage géologique pose de nouveaux problèmes de sûreté mais aussi bien évidemment de coût. Pour optimiser sûreté et coût, les déchets de faible activité (FA) seraient stockés en sub-surface ou en sub-colinéaire (quelques dizaines de mètres sous la surface), tandis que les déchets à moyenne activité et haute activité et à vie longue (MA-HAVL) seraient stockés à grande profondeur (plusieurs centaines de mètres).

1.1.2 Stockage géologique des déchets nucléaires HAVL

Pour se faire une idée de leur importance stratégique dans l'aval du cycle nucléaire français, il faut savoir que les déchets HAVL représentent en 2008 :

- 0,2% du volume total des déchets radioactifs français,
- 94,98% de la radioactivité totale des déchets radioactifs français.

En 2005, l'Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs (ANDRA) a conclu à la faisabilité d'un stockage profond des déchets HA-MAVL. L'ANDRA a été chargée par la loi de programme du 28 juin 2006 relative à la gestion durable des matières et déchets radioactifs de concevoir et d'implanter un centre de stockage pour ces déchets (ANDRA, 2011).

Plusieurs sites potentiels ont été identifiés, mais c'est le site situé à la frontière des départements de la Meuse et de la Haute-Marne qui semble aujourd'hui privilégié. A ce titre, un laboratoire de recherche souterrain a été creusé dans la zone, à proximité du village de Bure dans la Meuse (Figure 1.1). Le laboratoire est en service depuis 2000 et voit son architecture évoluer progressivement depuis (Figure 1.2), au fur et à mesure des expérimentations menées par des laboratoires de recherche et des entreprises travaillant en collaboration avec l'ANDRA.

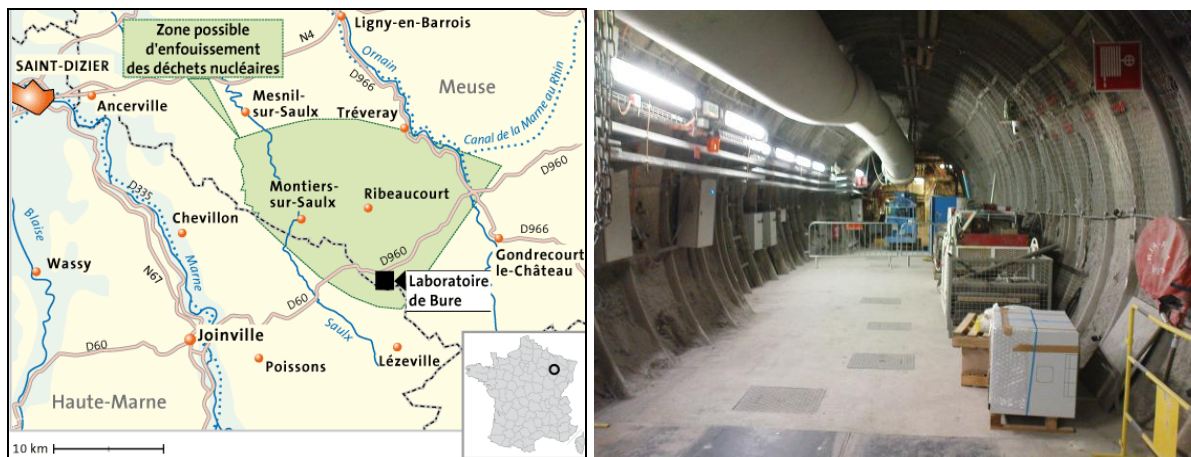


Figure 1.1 : Localisation du laboratoire de Meuse/Haute-Marne (Bure) et vue d'une galerie



Figure 1.2 : Architecture du laboratoire de Meuse/Haute-Marne (ANDRA, 2011)

La loi impose à l'heure actuelle que cette installation soit réversible pendant une durée d'au moins cent ans, mais des durées de réversibilité plus longues sont envisagées. La réversibilité, permet de laisser aux générations futures le choix de modifier ou d'orienter le processus de stockage. Techniquement, c'est se laisser la possibilité de retirer les colis stockés si un autre

mode de gestion se révèle plus adapté. La loi viendra préciser les conditions de cette réversibilité.

Sous réserve de l'autorisation de création prévue pour 2014, les travaux de construction du centre de stockage débuteront vers 2017 par l'aménagement du site en surface et par la construction des infrastructures d'accès aux installations souterraines puis par le creusement des premières alvéoles de stockage. Le premier colis pourra être accueilli en 2025, si l'autorisation de mise en service du centre de stockage est délivrée par le Gouvernement, sur avis de l'Autorité de Sûreté Nucléaire (ASN).

La phase d'exploitation durera environ un siècle. Plusieurs centaines de personnes travailleront sur ce centre pour construire au fur et à mesure de nouvelles alvéoles de stockage, préparer et stocker les colis de déchets et surveiller l'installation. Après l'exploitation, l'installation sera fermée et placée en phase de surveillance.

Pour garantir le confinement de la radioactivité, le principe du stockage repose sur une couche argileuse composée d'argilite du Callovo-Oxfordien (Figure 1.3) dont les propriétés remarquables (faible perméabilité, homogénéité et continuité) permettent de retarder et de limiter la dispersion de ces substances. Ces propriétés ont été mises en évidence grâce à des reconnaissances géologiques et aux études des scientifiques conduites notamment dans le laboratoire de recherche souterrain.

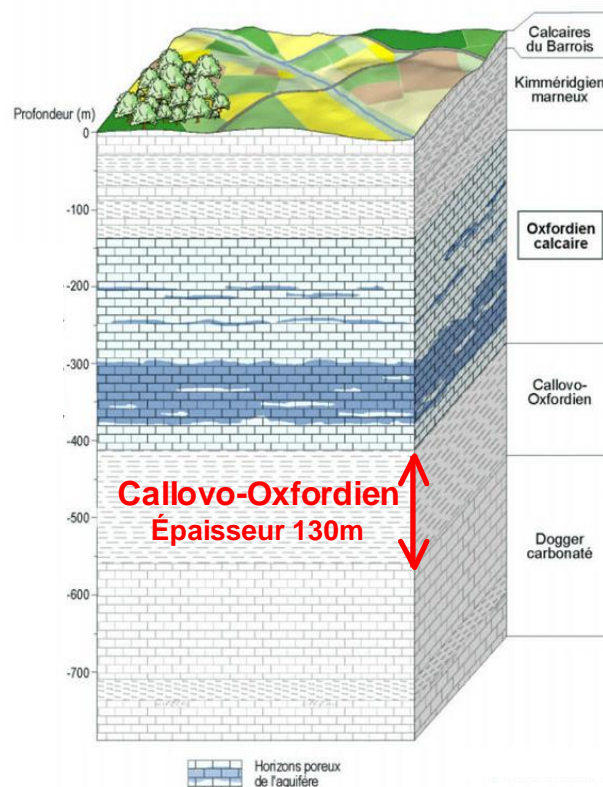


Figure 1.3 : Coupe géologique de l'est du Bassin parisien et localisation du Callovo-Oxfordien (modifié d'ANDRA, 2011)

Les déchets radioactifs sont conditionnés par les producteurs dans des colis (en béton, en inox ou en acier). Ils sont acheminés par rail ou par route vers le centre de stockage dans des emballages spécifiquement étudiés par les producteurs. À leur arrivée sur le centre, les colis

de déchets sont contrôlés par l'ANDRA, conditionnés dans des conteneurs de stockage et entreposés.

Les installations souterraines se développeront au fur et à mesure de l'exploitation pour atteindre environ 15 km². Elles sont situées à environ 500 mètres de profondeur et se composent de zones de stockage pour les déchets HA et pour les déchets MA-VL, de galeries de liaison et d'installations techniques. Les zones de stockage sont conçues de façon modulaire pour permettre la construction progressive des alvéoles et la séparation des déchets selon leurs caractéristiques (types de colis ou de conteneur, caractéristiques chimiques).

Dans le Dossier 2005 (ANDRA, 2005a), la zone de stockage HA comprend environ 5.000 alvéoles, dans lesquelles de 6 à 22 conteneurs peuvent être stockés. Deux zones plus réduites sont dédiées au stockage des premiers déchets HA produits, dits C0, (environ 200 alvéoles) et des combustibles usés issus de la recherche et de la propulsion navale, dits CU3 (une centaine d'alvéoles). La zone MA-VL comporte une quarantaine d'alvéoles de stockage. Les conteneurs y sont empilés sur plusieurs niveaux (Figure 1.4).

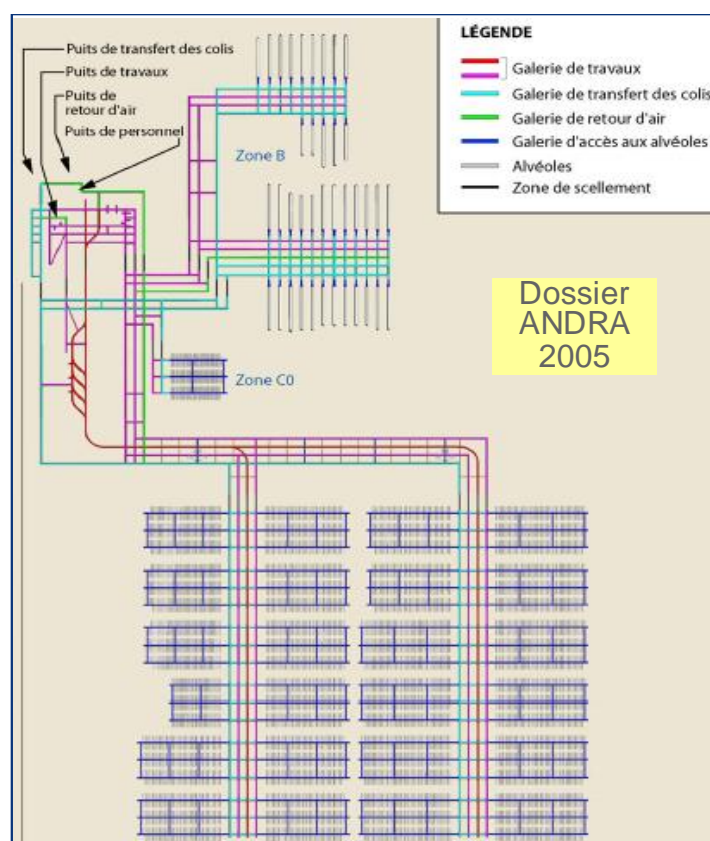


Figure 1.4 : Architecture de stockage proposée par l'ANDRA (ANDRA, 2005a)

1.1.3 Autres sites mondiaux de stockage

La France n'est pas le seul pays confronté à la problématique de la gestion des déchets nucléaires. De nombreux autres pays ont mis en œuvre ou cherchent tout comme la France à mettre en place une solution sûre et pérenne. Dans le cas des déchets HAVL, la situation en est encore le plus souvent à l'état de recherche. Le stockage souterrain est la plupart du temps

l'option choisie, quelle que soit la formation géologique, qui est fortement dépendante des formations disponibles dans le sous-sol national.

Les Etats-Unis ont été les premiers, dès les années 1960, à envisager enfouir leurs déchets militaires dans des formations salines au Nouveau-Mexique. Depuis 1999, le centre de stockage WIPP (*Waste Isolation Pilot Plant* (WIPP, 2011)) est en service avec une fermeture prévue vers 2070 (remplissage d'environ 20% aujourd'hui). Pour l'anecdote, d'immenses pierres de granit avec plusieurs messages gravés en différentes langues ont été disposées un peu partout autour du site, en surface et en profondeur, afin de prévenir les générations futures de la proximité d'un site dangereux. En revanche, malgré des années de recherches sur le site de Yucca Mountain (Nevada), aucun déchet civil HAVL n'a encore été stocké. En attendant une mise en service prévue pour 2017 par le gouvernement, les déchets continuent à être entreposés sur les sites de production.

L'Allemagne a également étudié à partir des années 1960 la possibilité d'un stockage dans des anciennes mines de sel, notamment à Gorleben en Basse-Saxe. Des tests préparatoires grandeur nature avec entreposage réel ont été menés de 1965 à 1978 dans la mine d'Asse. Des problèmes techniques, avec en particulier des circulations d'eau importantes, et des problèmes juridiques se sont enchaînés, ralentissant fortement le programme. La décision d'une fermeture programmée et définitive du site entre 1995 et 2004 avec maintien des déchets déjà entreposés n'a fait que relancer les discussions dans le monde scientifique et politique. Un plan de récupération des déchets est aujourd'hui envisagé.

Le Japon et le Royaume-Uni exploitent déjà des sites d'enfouissement en sub-surface de déchets à faible et moyenne activité et vie courte, mais les recherches pour le stockage à grande profondeur sont encore en phase de lancement.

La Finlande a de son côté opté pour le stockage souterrain en milieu granitique à proximité des sites de production. La Suède, et surtout le Canada et son laboratoire souterrain AECL (*Atomic Energy Canadian Laboratory*) ont également privilégié le granit pour leurs recherches. Tout comme la France, les formations argileuses sont privilégiées par la Suisse (argile d'Opalinus) et la Belgique (argile de Mol).

1.2 Problématique de la thèse

L'ANDRA est mandatée par l'Etat pour procéder aux études et à la réalisation du stockage géologique des déchets nucléaires. Pour cela, elle dispose d'une unité de chercheurs et d'ingénieurs qui conçoivent et dimensionnent le site de stockage, en s'appuyant sur les expérimentations effectuées dans le laboratoire souterrain de Meuse/Haute-Marne à Bure. L'ANDRA travaille également en collaboration intense avec le monde universitaire et associe à travers des groupes de travail thématiques de nombreux laboratoires de recherche tels que le Laboratoire Environnement, Géologie et Ouvrages (LaEGO).

Le financement de ces travaux est en revanche assuré par les producteurs de déchets à hauteur des volumes produits. Fort de son parc nucléaire important, EDF se trouve ainsi être le principal contributeur financier (environ 80%), complété essentiellement par AREVA et le CEA. La société EDF est donc intéressée par les études de conception en cours et propose sa contribution à travers des collaborations techniques avec l'ANDRA. L'objectif d'EDF est d'être capable d'évaluer les solutions proposées par l'ANDRA, voire de proposer des solutions modifiées ou alternatives le cas échéant.

Dans ce but, la capacité de prévoir le comportement des ouvrages sur une échelle de temps importante liée à la durée de vie des déchets s'avère déterminante techniquement. Plus

précisément, l'objectif de cette étude est de montrer la possibilité de simuler le comportement à long terme d'une galerie de stockage en utilisant des modèles de comportement performants prenant en compte un maximum de phénomènes physiques, en particulier les spécificités mécaniques du massif et les conditions hydrauliques qui y règnent.

Ces travaux peuvent être considérés comme une poursuite des thèses successives de Laigle (2004) et de Kleine (2007a), intitulées respectivement « Modèle conceptuel pour le développement de lois de comportement adaptées à la modélisation des ouvrages souterrains » et « Modélisation numérique du comportement des ouvrages souterrains par une approche viscoplastique ». Ces deux thèses ont conduit au développement d'un nouveau modèle de comportement appelé *L&K*. Ce modèle présente la spécificité de tenir compte d'une part des particularités du comportement instantané des géomatériaux et notamment le comportement fortement dilatant qui les caractérise, et d'autre part des effets différés dans le temps pour répondre aux exigences du projet de stockage de déchets à long terme.

L'objectif de cette thèse est donc de simuler à l'aide du modèle visqueux *L&K* une excavation s'inscrivant dans le cadre du stockage, en prenant en compte les effets couplés de l'eau sur la mécanique. Cette application vient compléter la justification de la pertinence du modèle *L&K* pour ce type d'étude, mais aussi sa validité numérique car le logiciel de calcul utilisé n'est pas le logiciel originel de développement du modèle. Le modèle *L&K* a en effet été intégré historiquement par Kleine (2007a) dans FLAC (Itasca, 2008), un logiciel basé sur la méthode des différences finies, mais les besoins de notre étude et la volonté de promouvoir le modèle ont imposé l'utilisation d'un logiciel aux éléments finis développé en interne par EDF et appelé Code_Aster (Code_Aster, 2011). Ce changement de code support a nécessité quelques adaptations du modèle avec pour but principal de simplifier l'intégration numérique.

En plus de ces changements, des techniques numériques spécifiques ont été utilisées parmi lesquelles une méthode de régularisation de maillage. La méthode utilisée, appelée méthode de régularisation par second gradient de dilatation, est issue de la thèse de Fernandes (2009) intitulée « Modélisation numérique objective des problèmes couplés hydromécaniques dans le cas des géomatériaux ». Une autre particularité de cette thèse est donc d'associer au modèle de comportement *L&K* une méthode numérique récemment développée dans Code_Aster, et ainsi de valider l'ensemble de la démarche de modélisation. Le paragraphe suivant propose une présentation succincte du logiciel Code_Aster.

1.3 Présentation de Code_Aster

Code_Aster est un code généraliste pour l'étude du comportement des structures par éléments finis développé depuis 1989 par EDF. Le comportement d'une structure ou d'un matériau est d'abord une notion physique liée aux propriétés de cette structure ou de ce matériau, qui a ensuite été exprimée mathématiquement. En mécanique, la relation de comportement assure ainsi le lien entre le champ de contraintes et le champ de déformations, de manière directe d'après la loi de Hooke dans le cas simple d'un comportement élastique.

Le domaine d'application essentiel de Code_Aster est la mécanique des solides déformables en statique ou dynamique, mais il permet également la modélisation de phénomènes hydrauliques, thermiques et acoustiques dont les effets peuvent induire des déformations mécaniques. Un phénomène est une famille de problèmes physiques reposant sur le même type d'inconnues et associé à un type d'équation de conservation. Le phénomène mécanique fait par exemple appel aux inconnues de déplacement. On appelle modélisation la manière

selon laquelle les équations continues régissant un phénomène donné sont discrétisées. On peut par exemple trouver en mécanique des modélisations 2D planes, 2D axisymétriques, 3D, coques, ... qui utilisent chacune un jeu de degrés de liberté propre.

Une étude avec Code_Aster nécessite un maillage d'éléments finis et un fichier de commandes. Le fichier de commandes respecte les grandes étapes classiques des simulations numériques qui commencent par la lecture du maillage, le choix de la modélisation, la définition d'une liste d'instants, des matériaux, et des conditions initiales et aux limites. Le calcul proprement dit est alors lancé dans la foulée et permet d'obtenir un fichier fournissant les champs de résultats.

En complément de la version de base du code, il existe un certain nombre de modules ou options nécessaires pour effectuer certains calculs spécifiques. Certaines de ces options que nous allons utiliser au cours de cette thèse sont rapidement abordées ci-après.

1.3.1 Couplage hydromécanique (HM)

Deux principales stratégies peuvent être appliquées lorsque l'on souhaite modéliser plusieurs phénomènes. On peut effectuer un chaînage, c'est-à-dire faire l'étude préalable d'un premier phénomène dont on utilise les résultats comme données du second. On peut également effectuer un couplage, qui consiste à résoudre simultanément les phénomènes avec des équations couplées. On parle également de « couplage faible » dans le cas du chaînage, et de « couplage fort » dans le cas du couplage simultané.

Les géomatériaux, les sols ou les bétons sont des exemples de milieu poreux renfermant souvent de l'eau saturante ou non, et qui nécessitent donc un couplage des trois équations de la mécanique, de la thermique et de l'hydraulique. Cette famille de couplage est connue sous le nom de couplages thermo-hydro-mécaniques ou THM. Suivant les conditions de son étude, l'utilisateur peut choisir de ne considérer qu'une certaine combinaison de ces trois phénomènes. On peut choisir par exemple de ne pas tenir compte des équations de la thermique, ou encore de ne représenter que la pression d'eau saturante. On parle alors de couplage hydromécanique ou couplage HM saturé.

1.3.2 Pilotage

Dans le cas des matériaux adoucissants, c'est-à-dire dont le comportement subit un endommagement entraînant une perte de résistance, il n'est pas toujours possible de contrôler le chargement extérieur par des valeurs croissantes d'intensité. On peut en effet se trouver confronté à des instabilités numériques telles que les phénomènes de *snap-back*, phénomènes que l'on présentera au chapitre 5. Il est alors possible d'utiliser des méthodes dites de pilotage ou de suivi de réponse qui consistent à déterminer l'intensité d'une partie du chargement pour satisfaire une contrainte portant sur les déplacements. Il existe plusieurs méthodes de pilotage dans Code_Aster qui sont listées par Bargellini (2009) dans la documentation en ligne du code. La méthode que nous utiliserons est celle par incrément de déformation, bien adaptée aux modèles de comportement adoucissants, dont le principe est d'imposer qu'entre deux pas de temps successifs tous les points de la structure ne soient pas en décharge simultanément. L'inconvénient de ces méthodes est l'introduction d'un paramètre de temps non physique qui exclut *a priori* son utilisation lors de modélisation où le temps a un sens physique, ce qui est

le cas des modélisations viscoplastiques ou avec couplage hydromécanique. L'utilisation qui sera faite du pilotage dans cette thèse restera donc limitée à la résolution de problèmes numériques que l'on verra au chapitre 5 et ne sera pas utilisée conjointement au modèle *L&K*.

1.3.3 Régularisation

L'utilisation dans le cas de matériaux adoucissants d'un code avec discrétisation fine de l'espace, tel que Code_Aster, entraîne classiquement une dépendance des résultats numériques au maillage. Selon la taille des mailles considérée, le résultat va varier, et peut entraîner des instabilités numériques comme des localisations des déformations. Pour corriger ce problème, il existe des méthodes dites de régularisation dont le principe est de prendre en compte l'effet du voisinage sur le comportement d'un point matériel. La mise en évidence de ce phénomène et la méthode de régularisation par second gradient de dilatation utilisée dans nos modélisations et développée par Fernandes (2009) dans Code_Aster, font l'objet du chapitre 5.

1.4 Plan de la thèse

Après ce premier chapitre introduisant le contexte et la problématique de la thèse, le mémoire s'articule autour de six chapitres.

Le chapitre 2 dresse un état de l'art des modélisations couplées hydromécaniques. Il permet de dresser un éventail des différentes prises en compte numériques des interactions entre un matériau et son fluide interstitiel, que l'on soit en conditions saturées en fluide ou non.

Moins théorique, le chapitre 3 se concentre sur l'observation et la description du comportement des géomatériaux. A partir de nombreux essais recensés dans la bibliographie, les effets du temps et de la présence d'eau sont étudiés en particulier. Ces constatations physiques permettent de servir de cadre aux concepts du modèle *L&K* qui sont ensuite résumés.

Le chapitre 4 présente les équations mathématiques du modèle *L&K*, puis la démarche d'identification des paramètres du modèle sur des essais à travers le cas particulier de l'argilite du COx.

Le chapitre 5 permet d'introduire les bases des méthodes de régularisation, en détaillant plus particulièrement la méthode second gradient de dilatation.

Enfin, une fois tous les aspects physiques et numériques de la thèse décrits, le chapitre 6 propose une application à travers la modélisation d'une galerie du laboratoire de recherche souterrain de Meuse/Haute-Marne.

Le mémoire se termine par une conclusion générale suivie de perspectives de calculs et de recherche ultérieurs.

2 Etat de l'art - Modélisations des géomatériaux avec couplage hydromécanique

2.1	Couplage hydromécanique dans le cadre des milieux poreux	34
2.1.1	Milieu poreux saturé et contrainte effective.....	34
2.1.2	Milieu poreux non saturé.....	35
2.1.2.1.	Définition de la non saturation.....	35
2.1.2.2.	Propriétés liées aux essais de drainage/humidification	36
2.1.2.3.	Autres propriétés mécaniques liées à la non saturation.....	37
2.2	Milieu poreux non saturé : contrainte effective – variables indépendantes	39
2.2.1	Sols saturés à pression interstitielle négative (Fleureau)	39
2.2.2	Sols non saturés : extension de la contrainte effective.....	39
2.2.3	Variables indépendantes de contrainte (Bishop, Alonso)	40
2.2.3.1.	Chargement isotrope	40
2.2.3.2.	Chargement triaxial	42
2.2.4	Généralisation de la contrainte effective	43
2.2.4.1.	La formulation de Bishop.....	43
2.2.4.2.	Le modèle poroplastique non saturé de Coussy (1991)	43
2.2.4.3.	Le modèle microstructural de Taibi (1994).....	44
2.3	Modèles non saturés et concept de pression interstitielle équivalente	46
2.3.1	Introduction du concept de pression interstitielle équivalente	46
2.3.2	Lien avec la formulation de Bishop	47
2.3.3	Lien avec la formulation d'Alonso.....	47
2.4	Les équations du couplage poromécanique.....	49
2.4.1	Perméabilité et loi de transfert	49
2.4.2	Equations du couplage	50
2.5	Effets différés visqueux et hydrauliques	51
2.5.1	Notions d'effets différés mécaniques	52
2.5.1.1.	La viscoplasticité.....	52
2.5.1.2.	L'endommagement différé.....	52
2.5.2	Problématique des temps caractéristiques.....	53
2.5.3	Poroviscosité	54

L'objectif de ce chapitre est de proposer un bref rappel de l'état de l'art sur les modélisations du comportement des géomatériaux en présence d'eau. Après avoir justifié le choix du cadre des milieux poreux et de la théorie de la contrainte effective, les extensions de ces théories à la modélisation des effets différés sont présentées.

2.1 Couplage hydromécanique dans le cadre des milieux poreux

Le couplage hydromécanique au sens large correspond à la prise en compte de l'interaction réciproque d'un ou plusieurs fluides sur la mécanique du matériau. Si un seul fluide est présent, on parle de milieu saturé. Le cas de milieu non saturé le plus classique est le mélange d'eau et d'air. Plusieurs théories existent pour modéliser et prendre en compte ce couplage, dont le concept de la contrainte effective associé à la théorie des milieux poreux.

2.1.1 Milieu poreux saturé et contrainte effective

La mécanique des milieux poreux a été théorisée principalement par Coussy (1991). Pour lui, le milieu poreux saturé correspond à la superposition dans le temps et l'espace de deux milieux continus : l'espace interstitiel ou espace poreux connecté et la matrice composée de grains et d'espaces poreux occlus (Figure 2.1).

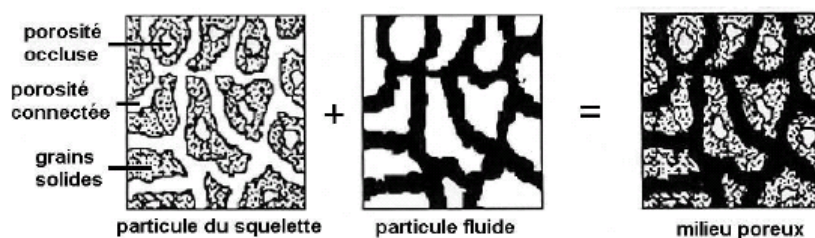


Figure 2.1 : Le milieu poreux saturé vu comme une superposition de deux milieux continus (Coussy, 1991)

La formulation macroscopique des lois de comportement élastique des géomatériaux saturés déformables repose sur des concepts généraux proposés dès le début des années 1930 par Terzaghi et confirmés par l'expérience, dont la forme simplifiée traduit une relation directe contrainte-déformation. Pour tenir compte de la présence de fluide saturant, Terzaghi a énoncé le principe de contrainte effective qui peut s'écrire sous la forme de deux propositions :

- la contrainte effective contrôle certains aspects du comportement des sols comme la déformation.
- la contrainte effective (négative) est définie comme la différence entre la contrainte totale appliquée (négative) et la pression interstitielle (positive), ou pression du fluide saturant :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} + p_{\text{int}} \cdot \delta_{ij} \quad (2.1)$$

La convention de signe choisie dans toute la thèse est celle de la mécanique des milieux continus qui considère les compressions comme négatives. Dans le cas où les auteurs utilisent la convention opposée (compressions positives), la formulation originelle a été modifiée pour assurer la cohérence de cette étude.

Selon l'approche de Terzaghi, la relation (2.1) n'est valable que dans le cas où la pression interstitielle est positive (le fluide est saturant). En valeur absolue et avec la convention de signe choisie, la contrainte effective est alors inférieure à la contrainte totale.

Cette formulation permet de reconduire pour les sols saturés les modèles de comportement classiques de la mécanique des solides (modèles élastiques, plastiques, viscoplastiques, etc...) en substituant simplement le tenseur des contraintes effectives au tenseur des contraintes usuelles.

2.1.2 Milieu poreux non saturé

2.1.2.1. Définition de la non saturation

Les sols saturés sont composés de deux phases : une phase solide, la matrice, et une phase fluide, le liquide saturant les pores. La caractéristique des sols non saturés est de présenter une troisième phase gazeuse (de l'air en général) qui partage le volume poreux avec la phase liquide (l'eau la plupart du temps). La présence de cette phase gazeuse se traduit par une pression négative en considérant la pression atmosphérique comme origine des pressions. Cette pression négative est appelée succion et est définie par :

$$s = p_a - p_w \quad (2.2)$$

où : p_a est la pression interstitielle de l'air

p_w est la pression interstitielle de l'eau

Dans le cas particulier où le milieu est considéré comme faiblement désaturé, la pression interstitielle de l'air est très souvent négligée. La succion est alors assimilée à la pression interstitielle négative de l'eau $-p_w$.

La succion confère aux sols non saturés des caractéristiques physiques particulières qui rendent incomplètes les lois de la mécanique des sols classique qui prenait comme hypothèse la saturation du milieu. Cette spécificité est principalement due à l'importance relative des pressions d'eau : dans le cas saturé, la pression d'eau positive varie entre 0 et 100 kPa, alors que dans le cas non saturé, la succion peut aller de 0 jusqu'à 100 MPa.

D'un point de vue mécanique, la succion de l'eau correspond à l'intensité de l'attraction exercée par le sol sur l'eau interstitielle. La succion totale est composée de la succion matricielle et de la succion osmotique.

La succion osmotique est liée au phénomène d'osmose : il s'agit de l'attraction par une eau concentrée en sel dissous sur une eau moins concentrée. Les modélisateurs ne tiennent en général pas compte de cette composante.

La succion matricielle, elle, regroupe les phénomènes capillaires et d'adsorption. Le phénomène d'adsorption s'observe essentiellement dans le cas des argiles et sols fins argileux : il s'agit principalement de liaisons d'ordre physico-chimique, comme les liaisons hydrogène. Là encore, cette composante est rarement prise en compte.

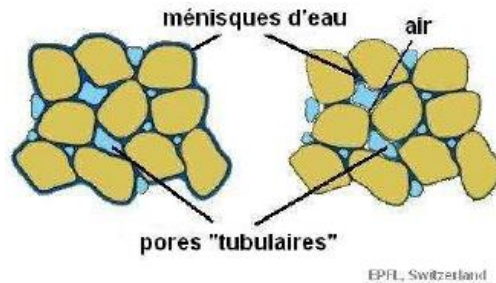


Figure 2.2 : Le sol non saturé vu comme un milieu multiphasique (Arson, 2009)

La capillarité correspond à la présence de ménisques capillaires entre les pores (Figure 2.2). On peut connaître la composante capillaire de la succion par analogie avec les tubes capillaires grâce à la loi de Laplace. Cette composante est en général la seule prise en compte dans les modélisations, ce qui explique qu'on assimile fréquemment dans la littérature la succion à la pression capillaire. Même s'il est important de bien distinguer ces notions pour éviter toute confusion, la nomenclature choisie par les auteurs des modèles sera à chaque fois respectée.

2.1.2.2. Propriétés liées aux essais de drainage/humidification

Les essais de drainage/humidification correspondent à des essais au cours desquels on augmente puis on diminue la succion à contraintes totales externes constantes. Cela est équivalent à une désaturation suivie d'une resaturation.

Les différentes variables qui interviennent dans ces cycles sont principalement la succion, l'indice des vides et la teneur en eau ou degré de saturation. Le degré de saturation en eau se définit simplement comme le rapport du volume d'eau sur le volume des pores. Les essais montrent qu'une augmentation de succion (désaturation) est comparable à l'effet d'un chargement mécanique plastique, avec notamment la génération de déformations irréversibles.

La grande particularité des cycles drainage/humidification est l'existence d'un hystérésis capillaire : ce phénomène se traduit expérimentalement par des chemins de variations des paramètres en fonction de la succion qui ne sont pas réversibles.

Il en va ainsi pour la relation succion/degré de saturation, obtenue pour un sol donné à l'aide d'essais de laboratoire (cellule de Richard), et qui est représentée graphiquement sous la forme d'une courbe appelée courbe de rétention (Figure 2.3). En assimilant les termes de succion et de pression capillaire, cette courbe est aussi appelée courbe de pression capillaire par certains auteurs.

Lors d'un essai de drainage sur un matériau initialement saturé, on observe une diminution de la saturation avec l'augmentation de la succion selon une courbe appelée courbe de drainage primaire. Lorsqu'on effectue une resaturation de ce même matériau, c'est-à-dire le processus inverse du drainage, on remarque que la courbe suivie ne coïncide pas avec la courbe de

drainage primaire : on parle de courbe d'imbibition secondaire. Le tout forme alors une boucle d'hystérésis fermée appelée boucle d'hystérésis principale. A l'intérieur de la boucle, c'est-à-dire lorsque la désaturation ou la resaturation n'est pas portée à son maximum, il existe des chemins intermédiaires appelés courbes de connexion dont les hystérésis sont généralement négligés.

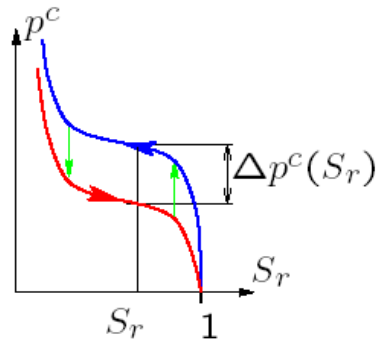


Figure 2.3 : Courbe de rétention (pression capillaire-degré de saturation en eau)

L'hystérésis capillaire s'explique d'un point de vue physique par la structure géométrique du réseau de pores. Lors d'une désaturation, ce sont les pores de plus grande dimension qui sont vidés en premier, alors que lors d'une resaturation, le remplissage s'effectue d'abord par les pores de plus petite dimension. Il en résulte donc que la pression de désaturation, aussi appelée pression d'entrée d'air, est différente de la pression de resaturation.

Dans la pratique, à l'heure actuelle, l'hystérésis est rarement pris en compte dans les calculs. Seker (1983) a proposé une équation pour la courbe de rétention de la forme :

$$S_r = \frac{1}{\sqrt[\Psi_1]{\frac{1}{\Psi_2} \log\left(\frac{100s}{\gamma_w}\right) + 1}} \quad (2.3)$$

avec : s la succion,
 Ψ_1 et Ψ_2 des constantes du matériau,
 γ_w le poids volumique de l'eau.

2.1.2.3. Autres propriétés mécaniques liées à la non saturation

- Influence sur la perméabilité

La Figure 2.4 présente les perméabilités relatives à l'air et à l'eau en fonction du degré de saturation. La présence d'air dans les pores réduit fortement la perméabilité des sols à l'eau.

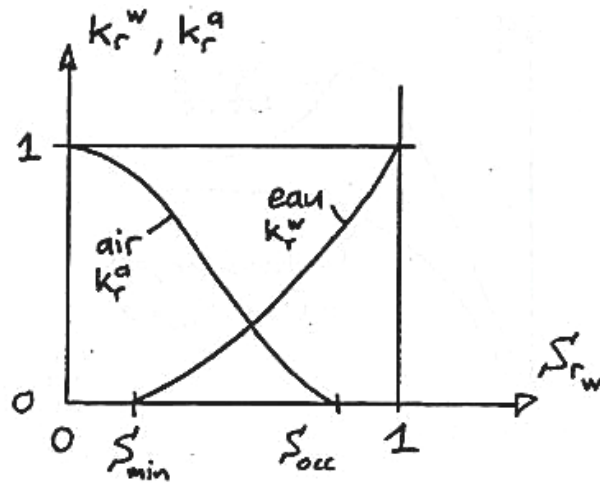


Figure 2.4 : Perméabilités relatives à l'air et à l'eau (Vuillet, 2001)

- Influence sur la rigidité et la résistance

En désaturant un sol, celui-ci devient plus rigide et plus résistant, tout en devenant plus fragile. Cependant, lorsque le degré de saturation devient très faible (sol presque sec), son comportement redevient proche de celui du sol saturé (Figure 2.5).

Fredlund (1977) a proposé d'évaluer le gain de résistance due à la désaturation, et montre que pour une succion donnée, l'effet est similaire à une augmentation de cohésion.

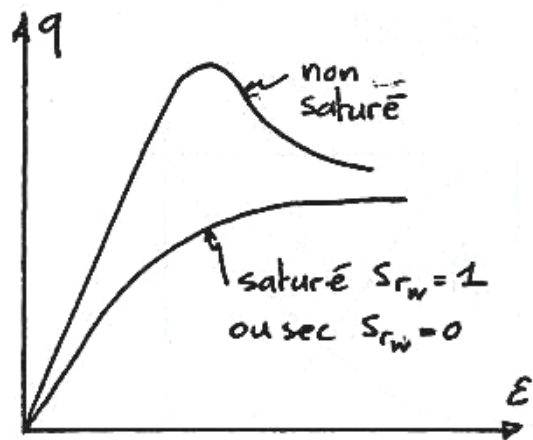


Figure 2.5 : Influence schématique du degré de saturation sur la relation contrainte/déformation (Vuillet, 2001)

- L'effondrement

Un autre phénomène spécifique aux sols non saturés est le phénomène d'effondrement (souvent noté LC, soit *Loading Collapse* en anglais). Contrairement aux sols saturés qui subissent un gonflement, une humidification d'un sol non saturé sous certaines conditions de contraintes peut entraîner des déformations volumiques plastiques de compression, soit un effondrement.

2.2 Milieu poreux non saturé : contrainte effective – variables indépendantes

Le concept de la contrainte effective n'est pas la seule méthode de modélisation des milieux non saturés. Elle présente d'ailleurs certaines limitations abordées dans ce paragraphe. L'hypothèse des variables indépendantes est alors une méthode alternative intéressante.

2.2.1 Sols saturés à pression interstitielle négative (Fleureau)

Il s'agit d'un cas particulier pour lequel les sols restent saturés malgré des pressions interstitielles en eau négatives. La pression d'air étant négligée, la succion apparaît et vaut alors $s = -p_w$. Cela se voit surtout pour les argiles : certaines restent saturées pour des succions pouvant aller jusqu'à 1,5 MPa.

De nombreux essais oedométriques et triaxiaux (Taibi, 1992) montrent que le concept de contrainte effective de Terzaghi se retrouve aisément. Ce concept reste donc valable avec des pressions interstitielles négatives dans le domaine saturé. Du fait de sa simplicité, cette approche est souvent utilisée par les codes de calcul aux éléments finis.

Fleureau (1992) est même allé plus loin en montrant que le concept de Terzaghi reste valable pour des sols quasi-saturés, c'est-à-dire pour lesquels le degré de saturation peut « descendre » jusqu'à 95%. On peut donc retenir deux seuils de validité du concept étendu de Terzaghi : une pression interstitielle limite et un degré de saturation limite.

2.2.2 Sols non saturés : extension de la contrainte effective

Dans le cas où le degré de saturation est bien inférieur à 1 et/ou la succion est bien supérieure à la pression d'entrée d'air, le principe de Terzaghi (2.1) n'est plus acceptable. Bishop (1959) est l'un des premiers à avoir proposé une extension de ce principe aux sols non saturés. Il exprime ainsi la contrainte effective dite de Bishop :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} + [p_a - \chi(p_a - p_w)] \cdot \delta_{ij} \quad (2.4)$$

où : p_a est la pression interstitielle de l'air,

p_w est la pression interstitielle de l'eau,

χ est un paramètre sans dimension compris entre 0 (état sec) et 1 (état saturé).

Bishop justifie cette formulation par de nombreux essais en laboratoire. Cependant, il montre lui-même qu'il s'agit d'une approximation. Les deux principales limites rencontrées expérimentalement sont :

- la dépendance vis à vis du chemin de contraintes suivi (Jennings & Burland, 1962),
- l'existence de valeurs aberrantes de χ (Sparks, 1963).

Jennings & Burland (1962) parviennent à préciser le domaine de validité en montrant l'existence d'un degré de saturation critique au delà duquel la généralisation de Bishop se vérifie : 50% pour un silt, 90% pour une argile.

Toutefois, Jennings & Burland montrent expérimentalement l'impossibilité en l'état actuel des choses de définir un tenseur de contraintes effectives qui gouvernerait à lui seul la déformation volumique des sols non saturés. C'est le phénomène d'effondrement qui illustre le mieux cette impossibilité. De nombreux auteurs estiment alors qu'il est nécessaire de considérer autrement l'effet de la saturation.

Coleman (1962) et Bishop & Blight (1963) sont les premiers à proposer une autre voie de prise en compte de la non saturation qui s'écarte du concept de contrainte effective.

2.2.3 Variables indépendantes de contrainte (Bishop, Alonso)

Suite aux nombreuses difficultés rencontrées par les chercheurs qui ont essayé de décrire le comportement des sols non saturés à l'aide d'une seule variable de contrainte, l'idée a été proposée de considérer séparément les contraintes totales et la succion.

Le premier à suggérer cette idée est Coleman (1962) : il propose de représenter l'état de contrainte en conditions triaxiales en utilisant des variables de contraintes dites réduites : $\sigma_1 - p_a$, $\sigma_3 - p_a$ et $p_w - p_a$. Par la suite, plusieurs auteurs ont proposé d'autres variables assez proches qu'ils font intervenir dans des relations empiriques.

Le concept de variables indépendantes a atteint son développement le plus poussé avec Alonso (1990) qui a élaboré avec son équipe un modèle appelé modèle de Barcelone reproduisant les principaux phénomènes des sols non saturés et basé sur une approche en variables indépendantes. Il s'agit d'un des modèles les plus aboutis à ce jour et qui traduit le mieux les particularités des sols non saturés.

La grande innovation du modèle d'Alonso est qu'il adopte un critère de plasticité permettant notamment de modéliser le phénomène d'effondrement.

En ce qui concerne le choix des variables indépendantes, que ce soit pour le comportement élastique ou plastique, le tenseur des déformations du sol est considéré comme gouverné par le couple de contraintes ($\sigma_{ij} + p_{gz}\delta_{ij}$, p_c).

2.2.3.1. Chargement isotrope

Sous chargement isotrope, le couple de variables indépendantes est composé de :

- la pression moyenne nette $p'' = -(\sigma + p_{gz})$ avec p_{gz} la pression du mélange gazeux constitué d'air et de vapeur d'eau. En condition isotropes, σ correspond à la contrainte moyenne totale : $\sigma = \frac{1}{3}\sigma_{ii}$.
- la pression capillaire p_c définie comme la différence entre la pression de gaz et la pression de liquide : $p_c = p_{gz} - p_w$

L'état de déformation du sol est représenté par e l'indice des vides (où $v = 1+e$ est le volume spécifique).

→ Chargement isotrope à pression capillaire p_c constante : $de = -\lambda(p_c) \frac{dp''}{p''}$ (2.5)

Lors d'expériences de chargements isotropes à pression capillaire constante, on obtient des droites dans le plan $[\log(p) \times e]$, ce qui permet d'établir la relation (2.5). λ dépend de la pression capillaire choisie. Mais après charge/décharge, le sol est élastique avec une pente constante κ . Les paramètres λ et κ sont basés sur les mêmes principes que les paramètres du modèle classique Cam-Clay. Par analogie avec la partition des déformations élastiques et plastiques, on peut ici aussi partager l'indice des vides en une partie élastique et une partie plastique. La partie élastique de^e est donnée par :

$$de^e = -\kappa \frac{dp''}{p''} \quad (2.6)$$

Comme nous l'avons dit précédemment, la particularité de ce modèle est la prise en compte du phénomène d'effondrement (loading collapse). Alonso traduit ce phénomène en introduisant une courbe appelée courbe de « loading collapse » et notée p_{LC} (p_c, p_0). Cela permet de définir le domaine d'évolution de p qui est compris entre $-kp_c$ et p_{LC} (p_c, p_0).

La partie plastique de l'indice des vides est alors définie par les règles suivantes :

$$\begin{cases} de^p < 0 & \text{si } p = p_{LC} \text{ et } dp'' > 0 \\ de^p \geq 0 & \text{si } p = -kp_c \text{ et } dp'' = 0 \\ de^p = 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (2.7)$$

Le paramètre p_0 remplit le rôle de paramètre d'érouissage et est gouverné par l'indice des vides plastique.

→ Chargement en pression capillaire à contrainte moyenne nette p'' constante :

$$de = -\lambda_s \frac{dp_c}{p_c + p_{atm}} \quad (2.8)$$

On applique la même démarche que précédemment. Lorsque la pression capillaire atteint la valeur maximale déjà atteinte auparavant, il y a apparition de déformations irréversibles. Le comportement est assimilable à une droite dans le plan $[\log(p_c + p_{atm}) \times e]$, ce qui permet d'obtenir la relation (2.8). Le domaine d'élasticité est limité par : $p_c \leq s_0$, avec s_0 paramètre d'érouissage gouverné par l'indice des vides plastique. L'indice des vides est alors défini par :

$$\begin{cases} de^e = -\kappa_s \frac{dp_c}{p_c + p_{atm}} \\ de^p < 0 & \text{si } p = s_0 \text{ et } dp_c > 0 \\ de^p = 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (2.9)$$

En résumé, en plus des règles d'écoulement et des règles d'érouissage sur p_0 et s_0 , le comportement volumique du sol sous chargement isotrope est défini par l'ensemble d'équations suivant :

$$\text{Elasticité : } de^e = -\kappa \frac{dp''}{p''} - \kappa_s \frac{dp_c}{p_c + p_{atm}} \quad (2.10)$$

$$\text{Critère de plasticité (limite élastique) : } \begin{aligned} -kp_c \leq p_c \leq p_{LC}(p_c, p_0) \\ p_c \leq s_0 \end{aligned}$$

2.2.3.2.Chargement triaxial

Sous chargement triaxial, le modèle décrit précédemment est ici généralisé au cas où l'on applique un déviateur de contraintes $q = \sigma_1 - \sigma_3$, avec $\sigma_3 = \sigma_2$. La pression nette est alors donnée par $p = -\frac{1}{3}(2\sigma_3 + \sigma_1)$.

Il est à noter que, selon la volonté de ses auteurs, lorsque l'on se place à pression capillaire nulle ($S_w = 1$), la formulation coïncide avec celle du Cam-Clay modifié.

Dans le plan $[p \times q]$, à p_c constante, la surface elliptique du domaine d'élasticité passe par les deux points limites $(-kp_c, 0)$ et $(p_{LC}, 0)$. De plus, une courbe d'état critique de pente M ($q=Mp$), précisant les conditions de rupture en cisaillement, est définie pour chaque valeur de p_c (Figure 2.6). L'équation de l'ellipse s'écrit alors :

$$q^2 + M^2(p + kp_c)(p - p_{LC}) = 0 \quad (2.11)$$

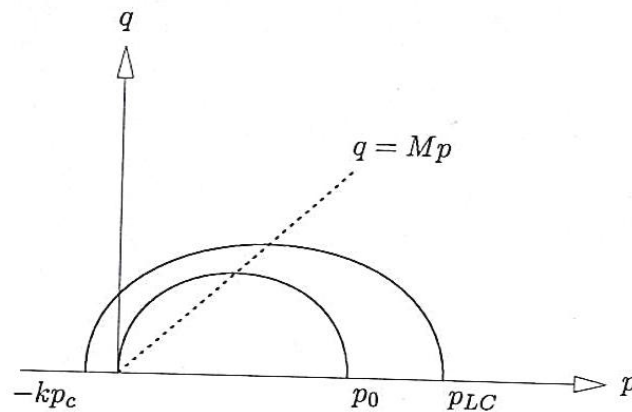


Figure 2.6 : Domaines d'élasticité dans le plan $[p \times q]$ à p_c constante (Dangla, 2002)

Pour définir complètement le domaine d'élasticité dans le plan $[p \times q \times p_c]$, la surface de charge est fermée par le plan $p_c = s_0$ (Figure 2.7).

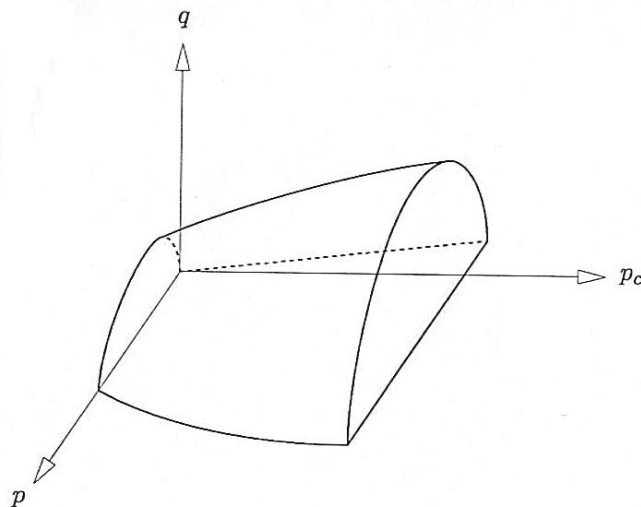


Figure 2.7 : Vue tridimensionnelle dans le plan $[p \times q \times p_c]$ (Dangla, 2002)

En généralisant cette démarche à des états de contraintes quelconques, on peut retrouver au choix les critères de Tresca ou de Von Mises $((3J_2)^{1/2})$.

Comme nous l'avons déjà dit, le modèle d'Alonso est aujourd'hui une référence en ce qui concerne la compréhension du comportement des sols non saturés. Mais ce modèle présente toutefois des inconvénients. Etant donné les essais réalisés jusqu'à ce jour dans le cadre de ces travaux, ce modèle n'est d'abord validé que dans le cas des sols peu cohésifs, et donc non généralisable *a priori* aux roches. Ensuite, malgré la volonté des auteurs de le relier à des modèles déjà existants, en particulier le Cam-Clay modifié, le fait qu'une nouvelle formulation soit imposée par rapport aux modèles classiques des matériaux saturés pose des problèmes de continuité entre les domaines saturés et non saturés.

Toutefois, de nombreux chercheurs essaient actuellement de généraliser le modèle d'Alonso pour le rendre le plus compatible possible avec les modèles saturés. Les travaux de Coussy & Dangla (2001) proposent ainsi une approche énergétique de ce modèle.

2.2.4 Généralisation de la contrainte effective

Malgré toutes les difficultés énoncées plus haut, le concept de la contrainte effective n'a pas été abandonné pour autant. Au contraire, l'idée de maintenir une continuité des approches entre le domaine saturé et non saturé continue de séduire les chercheurs.

2.2.4.1. La formulation de Bishop

A la fin des années 1980, plusieurs auteurs ont repris la définition de la contrainte effective de Bishop (1963). C'est surtout dans les démarches d'homogénéisation que cette formulation est appréciée, avec Ozanam (1988) et Schrefler (1991). L'homogénéisation consiste à considérer le milieu poreux comme un matériau homogène et multiphasique. Il s'agit alors de déterminer les caractéristiques d'un matériau homogène équivalent.

Schrefler a notamment appliqué ce procédé aux pressions interstitielles pour obtenir la pression interstitielle moyenne : $\bar{p}_{\text{int}} = S_a p_a + S_w p_w$ (2.12)

Il remarqua alors qu'avec la condition $\chi = S_w$, condition justifiée par Skempton, on retrouve l'expression de la pression interstitielle dans la définition de la contrainte effective de Bishop : $\bar{p}_{\text{int}} = p_a - \chi(p_a - p_w)$ (2.13)

2.2.4.2. Le modèle poroplastique non saturé de Coussy (1991)

Coussy (1991) a proposé d'associer une approche thermodynamique à la mécanique des milieux continus classiques et en particulier au modèle poreux de Biot. Il propose ainsi une formulation théorique de l'évolution des milieux poreux à l'échelle macroscopique. Cette démarche permet une généralisation complète aux géomatériaux des concepts liés à la non saturation et jusque là uniquement appliqués au cas des sols.

Dans le cadre poroélastique au sens de Biot, Coussy montre que le concept de tenseur des contraintes effectives élastiques responsables des déformations réversibles du squelette est toujours valable et se présente sous la forme suivante :

$$\underline{\underline{\sigma}}'^e = \underline{\underline{\sigma}}^e + \underline{\underline{B}}_i p_{inti} \quad (2.14)$$

où :

p_{inti} la pression du fluide i,

$\underline{\underline{B}}_i$ est le tenseur des coefficients de Biot pour la phase fluide i. Les coefficients de Biot permettent physiquement d'évaluer l'ampleur de l'interaction entre le fluide et le squelette.

Coussy propose alors de définir le tenseur des contraintes effectives plastiques par analogie au cas élastique, avec $\underline{\underline{B}}_i^p$ le tenseur des coefficients de Biot plastique :

$$\underline{\underline{\sigma}}'^p = \underline{\underline{\sigma}}^p + \underline{\underline{B}}_i^p p_{inti} \quad (2.15)$$

La notion de tenseur des contraintes effectives plastiques (comme élastiques) est une notion purement rhéologique et non mécanique : on ne peut pas l'associer à un effort extérieur comme le tenseur des contraintes totales.

Si l'on se place dans le cas isotrope, alors : $\underline{\underline{B}}_i = b_i \underline{\underline{1}}$ et $\underline{\underline{B}}_i^p = \beta_i \underline{\underline{1}}$ (2.16)

Enfin, dans le cas d'un milieu saturé ne présentant qu'une seule phase fluide, les tenseurs des coefficients de Biot élastiques et plastiques deviennent :

$$\underline{\underline{B}} = b \underline{\underline{1}} \quad \text{et} \quad \underline{\underline{B}}^p = \beta \underline{\underline{1}} \quad (2.17)$$

Ces concepts ont été repris par quelques auteurs, notamment Château & Dormieux (1998) dans un modèle micromécanique. Ils conseillent de prendre par défaut sans autre information : $b=0.75$ et $\beta=1$.

Remarque : lorsque la matrice est élastiquement et plastiquement incompressible, les tenseurs de contraintes effectives élastiques et plastiques coïncident. Les tenseurs des coefficients de Biot élastiques et plastiques valent en effet 1 dans ce cas. On aura alors :

$$\underline{\underline{\sigma}}'^p = \underline{\underline{\sigma}}'^e = \underline{\underline{\sigma}}' = \underline{\underline{\sigma}} + p_{int} \underline{\underline{1}} \quad (2.18)$$

On retrouve ici la relation de base de mécanique des sols (2.1) avec l'hypothèse de Terzaghi des sols incompressibles.

2.2.4.3. Le modèle microstructural de Taibi (1994)

Pour améliorer la représentativité des modèles, de nombreuses recherches ont été menées pour tenter de comprendre les mécanismes de la non saturation à l'échelle microscopique. Ces recherches étant généralement menées dans le domaine des sols et des sables, les modèles

proposés sont pour la plupart basés sur une représentation du milieu à partir de billes ou de sphères uniformes. Leur grande nouveauté est de tenir compte des effets capillaires. C'est par exemple le cas du modèle microstructural développé pour les sols non saturés par Taibi (1994).

Le modèle microstructural (Biarez, 1994 ; Taibi, 1994) considère des assemblages réguliers de billes identiques et à déformation élastique dans un milieu partiellement saturé dans lequel la phase gazeuse (air à la pression atmosphérique) est continue et la phase liquide est discontinue. L'eau forme alors des ménisques parfaits et de section circulaire au niveau des contacts entre particules. Expérimentalement, on retrouve ces conditions pour des teneurs en eau inférieures à la limite de retrait.

En raison de la pression négative de l'eau, les ménisques vont exercer des forces d'attraction sur les grains solides au niveau des points de contact : ce sont les forces capillaires. Ces forces sont régies par la loi de Laplace.

Le passage du milieu discontinu au milieu continu se fait en considérant des assemblages réguliers de billes. Chacun de ces assemblages correspond à un volume élémentaire représentatif (VER), à l'intérieur duquel est défini un tenseur des contraintes capillaires. Comme on considère un assemblage régulier, ce tenseur est isotrope : on parle donc de pression capillaire au sens microstructural. Même si Taibi insiste pour que cette définition de la pression capillaire soit bien différenciée de celle considérée jusqu'alors, nous continuerons ici à la noter p_c .

Pour l'expression de la contrainte effective, Taibi reprend d'ailleurs l'expression communément admise :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} + p_c (p_w) \cdot \delta_{ij} \quad (2.19)$$

La spécificité de son modèle repose en réalité dans l'expression de la pression capillaire, basée sur la microstructure du milieu : à partir de la loi de Laplace, il propose une expression assez complexe de la pression capillaire en fonction de la pression interstitielle, que l'on ne détaillera pas ici.

Un certain nombre de validations a été effectué sur différents types de sols et permet de conclure à une représentativité satisfaisante de ce modèle. Taibi a de plus montré que les résultats issus de ce modèle sont meilleurs qu'avec l'approximation largement répandue qui consiste à prendre $p_c = -S_w p_w$ comme expression de la pression capillaire (Bishop, 1969 ; Ozanam, 1988 ; Schrefler et al, 1990).

Ce modèle permet donc de mieux identifier la contribution de la pression interstitielle à la contrainte effective en tenant notamment compte des effets capillaires, et de mieux comprendre sa sensibilité à certains paramètres comme l'indice des vides. Bien entendu, compte tenu de ses spécificités liés aux sols granulaires, ce modèle n'est pas transposable tel quel aux matériaux rocheux.

Cependant, tout comme les deux précédents modèles, il propose une approche originale où la pression interstitielle n'intervient plus directement dans l'expression de la contrainte effective. Il augure en ce sens la pression interstitielle équivalente que l'on va introduire ensuite.

2.3 Modèles non saturés et concept de pression interstitielle équivalente

On a vu que dans le cas d'un milieu non saturé, la pression interstitielle n'intervient pas directement dans le couplage hydromécanique. Les effets capillaires à travers le degré de saturation jouent aussi un grand rôle qui se doivent d'être pris en compte. La volonté de garder une architecture théorique simple conduit à la définition d'une nouvelle grandeur appelée pression interstitielle équivalente.

2.3.1 Introduction du concept de pression interstitielle équivalente

Notons bien que dans cette section, nous ne considérons que le comportement élastique des matériaux. A partir de considérations thermodynamiques, Coussy & Dangla (2001) définissent un terme qu'ils notent π selon :

$$\pi \delta_{ij} = (S_{gz} p_{gz} + S_w p_w) \delta_{ij} - U(S_w, T) \quad (2.20)$$

avec $U(S_w, T)$ l'énergie libre associée à l'interface squelette/fluide.

Par analogie, ce terme π apparaît comme une pression interstitielle équivalente. On peut ainsi généraliser le concept de contrainte effective au cas non saturé en prenant la définition :

$$\sigma_{ij}' = \sigma_{ij} + \pi \delta_{ij} \quad (2.21)$$

Toujours par analogie avec le cas saturé et en reprenant les travaux de Coussy (1995), on peut généraliser le tenseur des contraintes effectives aux matériaux poreux non saturés avec un constituant solide compressible, de module de compressibilité homogène K_s . On utilise pour

cela le coefficient de Biot b tel que : $b = 1 - \frac{K_0}{K_s}$.

Sous les mêmes hypothèses d'élasticité linéaire, ce tenseur aura pour expression :

$$\sigma_{ij}' = \sigma_{ij} + b \pi \delta_{ij} \quad (2.22)$$

Dans le domaine plastique, le concept introduit par Coussy pour relier la contrainte effective et la pression interstitielle, en conservant l'architecture utilisée jusque là, est le concept de contrainte effective plastique. On a vu au paragraphe 2.2.4.2 qu'il nécessite l'introduction d'un nouveau paramètre β tel que :

$$\sigma_{ij}^{p'} = \sigma_{ij}^p + \beta \cdot p_{\text{int}} \cdot \delta_{ij} \quad (2.23)$$

β traduit l'influence de la pression capillaire p_c sur la déformation plastique. Il dépend aussi du degré de saturation pour tenir compte des couplages poromécaniques non linéaires.

Pour améliorer ce concept, on peut modifier la pression interstitielle p_{int} en pression interstitielle équivalente π qui tient compte des effets capillaires :

$$\sigma_{ij}^{p'} = \sigma_{ij}^p + \beta \cdot \pi \cdot \delta_{ij} \quad (2.24)$$

La nouveauté ici est que π dépend du degré de saturation et de la courbe de rétention de l'eau selon la relation :

$$d\pi = dp_{gz} - S_w(p_c)dp_c \quad (2.25)$$

Cela peut être considéré comme une première approximation de l'effet capillaire sur la déformation plastique.

2.3.2 Lien avec la formulation de Bishop

En ne tenant pas compte du terme lié à l'énergie libre dans l'expression de la pression interstitielle équivalente, on retrouve la définition de la contrainte effective de Bishop :

$$\sigma_{ij}^{Bishop} = \sigma_{ij} + (S_{gz}p_{gz} + S_w p_w)\delta_{ij} \quad (2.26)$$

Plus exactement, on retrouve la définition de la pression interstitielle moyenne de Schrefler qui permet d'écrire :

$$\sigma_{ij}^{Bishop} = \sigma_{ij} + \bar{p}_{int}\delta_{ij} \quad (2.27)$$

La formulation de la contrainte effective par Bishop néglige les effets de tension superficielle et l'énergie $U(S_w, T)$ qui leur est associée. Coussy et Dangla (2001) estiment à partir d'exemples que l'erreur liée à cette simplification peut être de l'ordre de 20% en termes de contraintes.

2.3.3 Lien avec la formulation d'Alonso

Les modèles les plus récents privilégient de façon relativement unanime les formulations thermodynamiques de Coussy en accord avec la théorie de la contrainte effective. La notion de pression interstitielle équivalente semble également favorisée (Jia et al, 2006). Cependant, le modèle de Barcelone n'est pas abandonné pour autant. En suivant la même méthode qu'Alonso dans son modèle, Coussy & Dangla (2001) proposent ainsi d'améliorer le modèle de Barcelone en prenant en compte à la fois l'hystérésis capillaire et la poroplasticité « classique » selon Coussy (1991). Le couplage entre hystérésis capillaire et plasticité n'est réalisé qu'à travers le calcul de la pression interstitielle équivalente π . Ce modèle devient un modèle Cam-Clay modifié lorsque le degré de saturation atteint l'unité. Il repose sur la connaissance des paramètres du modèle Cam-Clay, sur la limite élastique en compression, fonction de la pression capillaire, et enfin sur le calcul de la pression interstitielle équivalente. Ce dernier calcul s'effectue en l'absence d'hystérésis à l'aide de la courbe de pression capillaire $p_c(S_w)$.

Les diverses considérations énergétiques étudiées dans le cas poroélastique sont reprises et permettent de considérer *a priori* le tenseur $\sigma_{ij} + \pi\delta_{ij}$ comme le tenseur des contraintes effectives dans la modélisation des lois d'écoulement des déformations plastiques dans les sols non saturés.

Remarque : définition de la cohésion « capillaire »

La rupture des sols saturés est généralement représentée par un critère de Mohr-Coulomb sous la forme :

$$\tau + (\sigma_n + p_w) \tan \varphi = C \quad (2.28)$$

Par analogie avec l'écoulement plastique, on peut proposer de faire intervenir la pression interstitielle équivalente dans le cas de sols non saturés :

$$\tau + (\sigma_n + \pi) \tan \varphi = C \quad (2.29)$$

On peut également proposer la forme : $\tau + (\sigma_n + p_g) \tan \varphi = C_{app}$ (2.30)

avec $C_{app} = C + (p_g - \pi) \tan \varphi$ (2.31)

C_{app} est la cohésion apparente. Les effets capillaires qui se manifestent à travers l'expression $(p_g - \pi)$ augmentent la cohésion du sol saturé d'une grandeur que l'on appellera cohésion capillaire :

$$C_{app} = C + C_{cap} \quad (2.32)$$

avec $C_{cap} = (p_g - \pi) \tan \varphi$

Dans le plan $[-(\sigma+\pi) \times q]$, à p_c constante, la surface du domaine d'élasticité passe par les deux points limites $(0,0)$ et $(p_\pi, 0)$. Il en déduit une équation d'ellipse permettant de définir la surface du domaine d'élasticité dans ce plan $[-(\sigma+\pi) \times q]$ (Figure 2.8).

Le concept d'état critique étendu aux sols non saturés stipule que la rupture conduit le trajet de chargement sur un point de la courbe d'état critique définie dans le plan $[-(\sigma+\pi) \times q]$ par :

$$q = -M(\sigma + \pi)$$

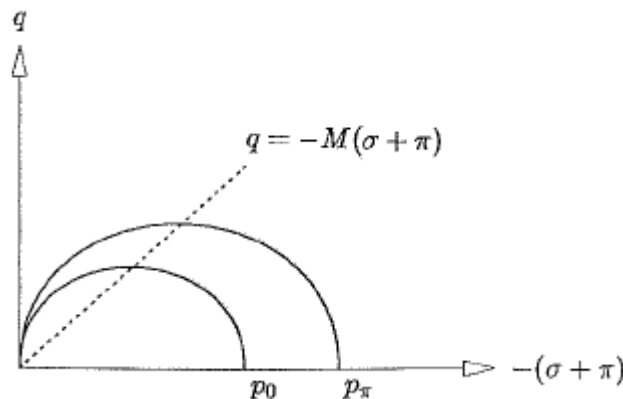


Figure 2.8 : Critère de plasticité non saturé dans le plan $[-(\sigma+\pi) \times q]$ à p_c constante (Dangla, 2002)

2.4 Les équations du couplage poromécanique

Ce paragraphe décrit les relations utilisées dans Code_Aster pour calculer les quantités hydrauliques tenant compte des couplages avec les déformations mécaniques. Ces relations peuvent ensuite être couplées avec n'importe quelle loi de comportement (comme le modèle *L&K*), sous réserve d'accepter l'hypothèse dite des contraintes effectives de Bishop, et que la loi de comportement mécanique définisse des contraintes élastiques nécessaires au couplage hydromécanique. Les phénomènes chimiques (transformations des constituants, réactions produisant des constituants, etc...) ainsi que les phénomènes radiologiques ne sont pas pris en compte. Le module THM de Code_Aster tient compte en revanche des possibles couplages thermiques avec l'hydraulique et la mécanique. Toutefois, dans le cadre de cette thèse, seul le kit hydromécanique saturé (HM) isotherme sera présenté et utilisé.

2.4.1 Perméabilité et loi de transfert

La perméabilité d'une roche ou d'un sol caractérise leur aptitude à laisser circuler des fluides contenus dans leur espace poreux sous l'effet d'un gradient de potentiel.

En étudiant expérimentalement la circulation d'eau à travers un filtre sableux homogène, Darcy a mis en évidence en 1856 une relation linéaire entre le débit Q sortant du filtre et la perte de charge hydraulique h entre le sommet et la base du filtre.

Des essais réalisés sur des filtres sableux de différentes longueurs L lui ont permis d'exprimer sa loi d'écoulement sous la forme :

$$\frac{Q}{A_D} = k_H \frac{\Delta h}{L} \quad (2.33)$$

où :

$\frac{Q}{A_D} = V_D$ est la vitesse de Darcy (vitesse de filtration) en m/s, avec A_D la section du filtre.

$\frac{\Delta h}{L} = i$ est le gradient hydraulique, sans unité.

k_H est la conductivité hydraulique, ou coefficient de perméabilité, et est homogène à une vitesse (m/s).

Une comparaison peut être établie entre les expériences de Darcy et l'écoulement dans un faisceau de capillaires rectilignes verticaux (orientés selon z) de même rayon R :

Loi de Darcy :

$$V_D = -k_H \frac{dh}{dz} \quad (2.34)$$

Écoulement dans un faisceau de capillaires :

$$\frac{Q}{A_D} = -\frac{nR^2}{8} \cdot \frac{\rho_w g}{\mu} \cdot \frac{dh}{dz} \quad (2.35)$$

avec :

n : porosité du milieu

R : rayon des capillaires

ρ_w : la masse volumique de l'eau
 g : l'accélération de la pesanteur
 μ : viscosité dynamique de l'eau

La viscosité dynamique s'exprime en Pa.s, ou encore parfois en Poiseuille (Pl). Une autre ancienne unité est la Poise (Po). Voici les relations entre ces différentes unités :

$$1 \text{ Pa.s} = 1 \text{ kg.m}^{-1}.\text{s}^{-1} = 1 \text{ Pl} = 10 \text{ Po}$$

Pour l'eau à $T=20^\circ\text{C}$ et à la pression atmosphérique : $\mu = 1,01.10^{-3} \text{ Pa.s}$ (= 1 cPo).

Par identification, il apparaît que k_H rend à la fois compte de l'aptitude du milieu à permettre le passage de l'eau (terme $nR^2/8$), mais aussi de l'aptitude du fluide à se déplacer (terme $\rho_w g/\mu$). Pour obtenir une caractéristique intrinsèque du milieu, on a donc introduit K_{int} , perméabilité intrinsèque, définie par :

$$K_{int} = \frac{\mu k_H}{g \rho_w} \quad (2.36)$$

K_{int} est homogène à une surface (m^2), mais il est fréquent, notamment dans les milieux pétroliers, d'utiliser le Darcy, défini comme la perméabilité d'un milieu laissant passer $1 \text{ cm}^3/\text{s}$ d'un fluide de viscosité 1 cPo à travers une surface de 1 cm^2 et sous l'effet d'un gradient de pression de 1 atm.cm^{-1} . On a $1 \text{ Darcy} = 0,98.10^{-12} \text{ m}^2$.

2.4.2 Equations du couplage

Le couplage hydromécanique sous Code_Aster se base sur la théorie du milieu poreux, dont on rappelle qu'il est selon Coussy (1991) un assemblage d'une matrice solide qu'il appelle squelette, et d'un espace vide traversé par un fluide (l'eau dans notre cas). Dans le cas d'un milieu poreux saturé ($S_r = 100\%$), le fluide occupe entièrement l'espace vide.

Le couplage entre les équations de la mécanique et celles de l'hydraulique suit l'hypothèse des contraintes effectives de Bishop. Ce couplage réside dans la décomposition de la contrainte totale σ_{ij} consistant à isoler un terme lié à la pression d'eau p_w d'une contrainte appelée contrainte effective σ'_{ij} :

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} - b p_w \delta_{ij} \quad (2.37)$$

avec b le coefficient de Biot tel que : $b = 1 - \frac{K_0}{K_s}$,

où K_0 et K_s sont les modules de compressibilité drainé et du squelette respectivement.

La porosité du milieu n est définie comme le rapport du volume des vides sur le volume total. En prenant la déformation volumique ε_v et le module de compressibilité de l'eau K_w , la

variation de porosité est donnée par :

$$dn = (b - n) \left(d\varepsilon_v + \frac{p_w}{K_w} \right) \quad (2.38)$$

En tenant compte également de la masse volumique instantanée ρ_w et initiale ρ_w^0 , et de la porosité initiale n^0 , on peut connaître la variation de masse de fluide m_w par la relation :

$$m_w = \rho_w (1 + \varepsilon_v) n - \rho_w^0 n^0 \quad (2.39)$$

L'écoulement de l'eau est décrit par la loi de Darcy présenté au paragraphe précédent et qui relie la vitesse de la masse fluide $M_{w,i}$ à la viscosité dynamique μ_w et au tenseur de perméabilité intrinsèque $K_{int\ ij}$:

$$M_{w,i} = - \frac{K_{int\ ij}}{\mu_w} \frac{\partial p_w}{\partial x_j} \quad (2.40)$$

Les équations d'équilibre du milieu poreux sont finalement définies par l'équilibre des moments du mélange et par l'équilibre de masse fluide selon le principe des puissances virtuelles dans le champ (u_i^*, p_w^*) :

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^* dv &= \int_{\partial\Omega} p_i u_i^* ds \\ - \int_{\Omega} \frac{dm_w}{dt} p_w^* dv + \int_{\Omega} M_{w,j} \frac{\partial p_w^*}{\partial x_j} dv &= \int_{\partial\Omega} M_{w,j}^{ext} p_w^* ds \end{aligned} \quad (2.41)$$

où p_i et $M_{w,j}^{ext}$ sont respectivement les forces de surface d'origine mécanique et le flux d'eau imposés aux frontières.

2.5 Effets différés visqueux et hydrauliques

L'effet du temps sur une roche se manifeste à travers différents phénomènes d'origine mécanique, hydraulique, chimique et/ou thermique. Il peut s'agir de :

- *la consolidation*, associée à une diminution du volume dans le temps suite à un drainage du matériau (phénomène hydromécanique).
- *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 visqueuses du matériau.
- *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 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 de ce paragraphe, seuls les deux premiers phénomènes d'effets différés cités ci-dessus seront considérés.

2.5.1 Notions d'effets différés mécaniques

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 d'autres phénomènes, et en particulier des couplages hydrodynamiques. 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.

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

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

Le propos n'est pas ici de comparer en détail ces deux approches, ce qui a déjà été fait par Kleine (2007a), mais de rappeler les grandes lignes de cette problématique pour étendre ensuite la réflexion aux aspects différés liés à l'hydraulique.

2.5.1.1. La viscoplasticité

La théorie de la viscoplasticité décrit l'écoulement de la matière par fluage (*creep* en anglais). Cela revient à considérer le matériau solide comme un fluide très visqueux. Lemaitre et Chaboche (1984) résumaient cela en une formule : « tout solide est un fluide qui s'ignore ».

Les concepts de la viscoplasticité sont issus de la théorie de la plasticité qui schématiquement sépare les déformations totales subies par un matériau en la somme des déformations élastiques réversibles et des déformations plastiques irréversibles. Ces déformations plastiques n'ont lieu que si le matériau est dans des dispositions particulières en terme d'état de contraintes. On reparlera plus en détail de ces notions et en particulier de leur traduction mathématique au cours du chapitre 4.

La déformation viscoplastique est elle aussi issue de la partition de la déformation totale. Comme pour la plasticité, cette déformation supplémentaire va varier selon l'état de contrainte mais surtout évoluer dans le temps et venir modifier le comportement global du matériau. Plusieurs modèles viscoplastiques sont disponibles dans la littérature et ont été comparés par Boidy (2002). Nous citerons ici la théorie de Perzyna (1966) qui a servi de base au modèle de Lemaitre (1984) et surtout en ce qui nous concerne au modèle *L&K*.

2.5.1.2. L'endommagement différé

La théorie de l'endommagement propose d'intégrer la présence de fissures dans la mécanique des milieux continus. Elle considère une variable appelée variable d'endommagement qui va évoluer de 0 à 1 selon la sollicitation et qui va venir modifier les propriétés du matériau. Cette variable vaut 0 lorsque le matériau est intact, et 1 lorsque les fissures sont entièrement ouvertes et contrôlent le comportement du matériau. L'endommagement différé est l'extension de cette théorie à l'évolution temporelle du matériau. Cela nécessite l'ajout d'une loi d'évolution de la variable d'endommagement en fonction du temps.

Il est important de noter que ces deux théories ne sont pas exclusives. A l'instar de ce qui a pu être fait autour des modèles plastiques endommageables, Lemaitre (1984) a ainsi proposé un modèle viscoplastique endommageable, où les phénomènes d'écoulement visqueux et les phénomènes d'endommagement sont supposés découplés. Hajdu (2003) a également proposé une extension de ce modèle au comportement volumique différé des roches, modélisant ainsi en plus l'évolution de la dilatance du matériau au cours du temps. Un autre exemple de modèle unifié de viscoplasticité et d'endommagement est donné par Zhou et al. (2008) avec un modèle viscoplastique suivant la théorie de Perzyna (1966).

Kleine (2007a) justifie dans sa thèse le choix du cadre de la viscoplasticité pour prendre en compte les effets différés dans le modèle *L&K* par une mise en oeuvre plus aisée et une plus grande robustesse numérique. Ce choix se justifie d'autant plus par le fait qu'il n'exclut pas la possibilité d'y adjoindre certains aspects liés à l'endommagement.

Nous avons donc vu dans ce paragraphe la possibilité d'effets différés « mécaniques », mais l'introduction de phénomènes hydrauliques fait également intervenir le paramètre temporel de façon majeure. On se retrouve en quelque sorte avec des effets différés en compétition.

2.5.2 Problématique des temps caractéristiques

Les effets différés mécaniques et hydrauliques sont deux phénomènes qui coexistent de manière plus ou moins couplée. Certains auteurs (Granger, 1995) estiment d'ailleurs que ces phénomènes ne sont pas séparables, l'eau étant indirectement à l'origine du fluage par son rôle lubrificateur ou encore par l'effet des tensions capillaires. Granger qui a travaillé sur le béton présente le fluage comme compris entre une valeur nulle pour un béton sec et une valeur maximale pour un béton saturé en eau.

Toutefois, ces deux phénomènes différés mécaniques et hydrauliques présentent des caractéristiques propres qui vont apparaître et se développer avec des cinétiques plus ou moins indépendantes.

Une modélisation intégralement couplée tenant compte à la fois des effets différés mécaniques et hydrauliques complique et ralentit nettement les calculs numériques. Il s'agit de bien considérer les intérêts d'une telle stratégie coûteuse face à une option moins complexe mais plus gérable pour l'ingénieur. Il peut ainsi être intéressant de découpler les calculs hydrauliques et mécaniques, en particulier lorsque les échelles de temps de ces deux calculs sont très différentes.

On peut de façon analytique évaluer et comparer les temps caractéristiques pour chacun des phénomènes en fonction des conditions de l'étude :

- un temps caractéristique pour le calcul mécanique t_c^m
- un temps caractéristique pour le calcul hydraulique t_c^h

Trois situations principales peuvent se présenter :

- $t_c^m \ll t_c^h$: le fluage est très rapide face à un écoulement hydraulique très lent. Il peut être stratégiquement intéressant d'effectuer un calcul couplé sans modéliser les écoulements d'eau, puis par la suite récupérer les résultats de ce calcul pour effectuer un calcul hydraulique seul modélisant la dissipation des déséquilibres hydriques générés. On parle de chaînage pour une telle stratégie de modélisation.

- $t_c^m \gg t_c^h$: le fluage est très lent face à une dissipation très rapide des déséquilibres hydriques. On peut choisir le chaînage inverse du précédent.
- $t_c^m \sim t_c^h$: fluage et écoulement fluide se déroulent conjointement avec une cinétique proche. Il est possible d'effectuer des chaînages successifs mais le couplage complet demeure alors la meilleure solution, en dépit des contraintes numériques inhérentes.

Il existe de nombreuses manières dans la littérature pour évaluer ces temps caractéristiques, ces manières dépendant le plus souvent du type d'étude considéré et du type de modèle utilisé. Nous allons voir ci-après un cas de modèle viscoélastique poreux.

2.5.3 Poroviscosité

Un exemple de description d'un modèle visqueux associé à un milieu poreux a été proposé par Wong et al. (2007). Le modèle est qualifié de poroviscoélastique car la partie instantanée du modèle est élastique. L'intérêt de ces travaux réside dans la description rigoureuse des temps caractéristiques mécaniques et hydrauliques dans le cas d'une excavation souterraine circulaire.

Le temps caractéristique hydraulique est établi par la relation suivante :

$$\tau_h = \frac{a^2}{k_h \cdot \omega_e} \quad (2.42)$$

avec k_h la conductivité hydraulique, a le rayon de l'excavation et ω_e un terme défini par :

$$\omega_e = K + \frac{4}{3}G \quad (2.43)$$

où $K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$ et $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$.

Le temps caractéristique mécanique est en réalité séparé en deux temps caractéristiques distincts : un temps caractéristique de fluage τ_c et un temps caractéristique de relaxation τ_r . Selon Wong, ces deux temps sont généralement différents. Leur détermination est représentée schématiquement à la Figure 2.9, et dépend de l'évolution du module de déformation E entre l'instant initial (E_0) et à long terme (E_∞).

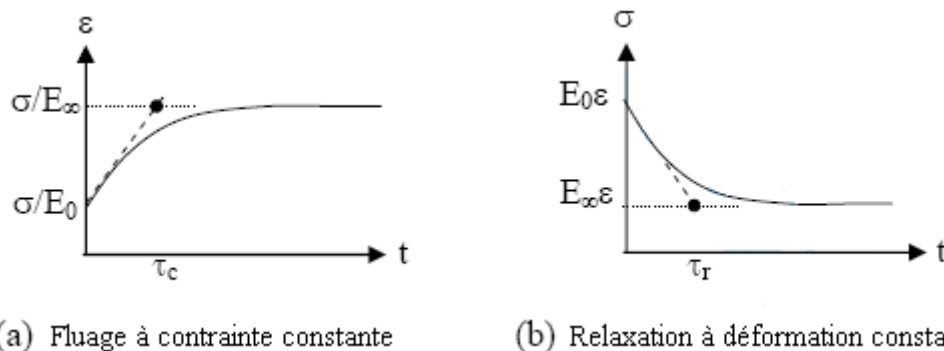


Figure 2.9 : Représentation schématique du fluage et de la relaxation (Wong et al., 2007)

Une manière simple d'évaluer le rapport des temps caractéristiques de fluage et de relaxation est de faire le rapport des modules de compressibilité à court et long terme :

$$\frac{\tau_r}{\tau_c} = \frac{K_\infty}{K_0} \quad (2.44)$$

Wong en conclut que, le module de compressibilité à long terme étant généralement plus petit qu'à l'état initial, le temps caractéristique de relaxation est plus court que le temps lié au fluage.

Le modèle poroviscoélastique proposé par Wong (2007) considère des variables normalisées sans dimensions. Les temps caractéristiques de fluage et de relaxation sont ainsi divisés par le temps caractéristique hydraulique et interviennent donc dans les calculs sous la forme :

$$\tau'_c = \frac{\tau_c}{\tau_h} \quad \text{et} \quad \tau'_r = \frac{\tau_r}{\tau_h} \quad (2.45)$$

Ces notions peuvent être étendues aux modèles tenant compte de la plasticité. Le modèle présenté par Zhou et al. (2008) est un exemple de modèle poroviscoplastique, qui s'inscrit dans le cadre des milieux poreux de Biot et dont la viscosité repose sur la théorie de Perzyna (1966). Le modèle plastique utilisé a quant à lui été développé spécifiquement pour le béton.

Ce chapitre a donc permis d'avoir un aperçu des méthodes théoriques de prise en compte des couplages hydromécaniques et de justifier que l'on se place d'une part dans le cadre de la mécanique des milieux poreux, et d'autre part dans le cadre de la théorie des contraintes effectives de Bishop. Une fois ces cadres établis, les équations de base du couplage dans le cas simplifié d'un milieu saturé ont été posées telles qu'elles sont présentes dans Code_Aster. Les aspects de comportement différés ont enfin été discutés, mettant en évidence l'importance de la gestion des temps caractéristiques mécaniques et hydrauliques. Le chapitre suivant est plus orienté vers la description du comportement observé des géomatériaux et en particulier les effets différés, et permet de conforter les justifications physiques du modèle *L&K*.

3 Cadre physique et concepts du modèle *L&K* en milieu poreux

3.1	Généralités sur le comportement des roches	58
3.1.1	Comportement à l'échelle de l'ouvrage	58
3.1.2	Comportement à l'échelle du laboratoire	60
3.1.3	Comportement différé	67
3.1.3.1.	Essai de fluage.....	67
3.1.3.2.	Essai triaxial à vitesse imposée	70
3.1.3.3.	Essai de relaxation.....	71
3.2	Comportement instantané élastoplastique	72
3.2.1	Comportement pré-pic.....	73
3.2.1.1.	Cadre physique	73
3.2.1.2.	Seuils de résistance « pré-pic »	76
3.2.2	Comportement post-pic	77
3.2.2.1.	Bifurcation et seuil de clivage	77
3.2.2.2.	Seuils de résistance « post-pic ».....	78
3.2.3	Comportement volumique et dilatance	79
3.2.3.1.	Lois d'écoulement non associées	79
3.2.3.2.	Evolution de la dilatance	82
3.2.3.3.	Etude phénoménologique du radoucissement post-pic et dilatance	83
3.2.3.4.	Bilan du comportement volumique	86
3.2.4	Bilan du comportement élastoplastique instantané	88
3.3	Comportement à long terme et viscosité	89
3.3.1.1.	Notion de résistance à long terme	90
3.3.1.2.	Mécanisme viscoplastique.....	92
3.4	Couplage des mécanismes.....	93
3.5	Bilan sur le modèle <i>L&K</i>	93
3.5.1	Spécificités sous Code_Aster	93
3.5.2	Limitations du modèle <i>L&K</i>	94

L'objectif de ce chapitre n'est pas de reprendre tout l'historique de l'élaboration du modèle *L&K* ni toutes les justifications physiques sur lesquelles il repose. On se reportera pour cela à

la thèse de Kleine (2007a). Toutefois, il est nécessaire de rappeler un certain nombre de concepts généraux qui s'avèrent indispensables à la compréhension des concepts supplémentaires présentés ensuite. Une extension physique et numérique du modèle *L&K* est notamment proposée aux domaines des couplages hydromécaniques dans le cadre de la mécanique des milieux poreux.

Ce paragraphe s'impose d'autant plus que le modèle utilisé au cours de cette thèse est un modèle modifié par rapport à la version originelle de la thèse de Kleine, et spécifiquement développé pour le logiciel Code_Aster. Les grandes lignes théoriques du modèle ne changent pas, seules quelques légères modifications ont été apportées, mais elles nécessitent des explications.

3.1 Généralités sur le comportement des roches

Le comportement d'une roche doit être compris comme l'ensemble des phénomènes observables lors d'une sollicitation, qu'elle soit mécanique ou hydraulique, ou encore liée à une dégradation du matériau dans le temps. Il existe évidemment une très grande variété de comportement en fonction du type de sollicitation, mais aussi en fonction de la roche considérée. Nous présenterons ici quelques observations faites sur différents matériaux afin de justifier les choix d'écriture du modèle *L&K*.

L'objectif des ingénieurs devant travailler sur des excavations souterraines est de connaître l'ensemble du comportement des roches mais surtout de prévoir leur rupture et les modalités de cette rupture. Un autre problème récurrent à la description du comportement d'une roche est l'effet d'échelle. Les réponses de la roche sont en effet différentes selon l'échelle : les caractéristiques mécaniques tendent à diminuer lorsque l'on augmente l'échelle d'étude. La présence de fracturations ou encore d'eau interstitielle accentue cet effet. La rupture d'une roche va donc être généralement assez différente selon que l'on se place en laboratoire ou à l'échelle d'une excavation souterraine réelle.

3.1.1 Comportement à l'échelle de l'ouvrage

A l'échelle d'un ouvrage souterrain, de l'ordre du mètre jusqu'au décimètre, le comportement est fortement dépendant de la présence inévitable de fractures au sein du massif. Plus précisément, c'est la densité de ces fractures qui joue fortement. Cette densité peut être évaluée par un coefficient appelé facteur de continuité *CF*. Ce facteur est défini comme étant le rapport entre le volume des blocs de massif délimités par les fracturations sur la dimension de l'excavation :

$$CF = \frac{\text{dimension de l'excavation}}{\text{taille des blocs}} \quad (3.1)$$

Le massif peut être considéré comme un milieu continu lorsque les fractures sont très espacées ($CF < 5$), ou à l'inverse si elles sont très resserrées ($CF > 100$). Dans le cadre des massifs continus, on distingue deux familles de comportement dépendant de la résistance de la roche à la compression simple σ_c . Pour de faibles σ_c , la roche sera considérée comme

ductile : sa rupture est plus facilement atteinte mais de façon plus progressive. Pour de fortes σ_c , la roche est fragile : elle résiste plus longtemps à une sollicitation mais sa rupture est plus brutale. La Figure 3.1 résume ces distinctions.

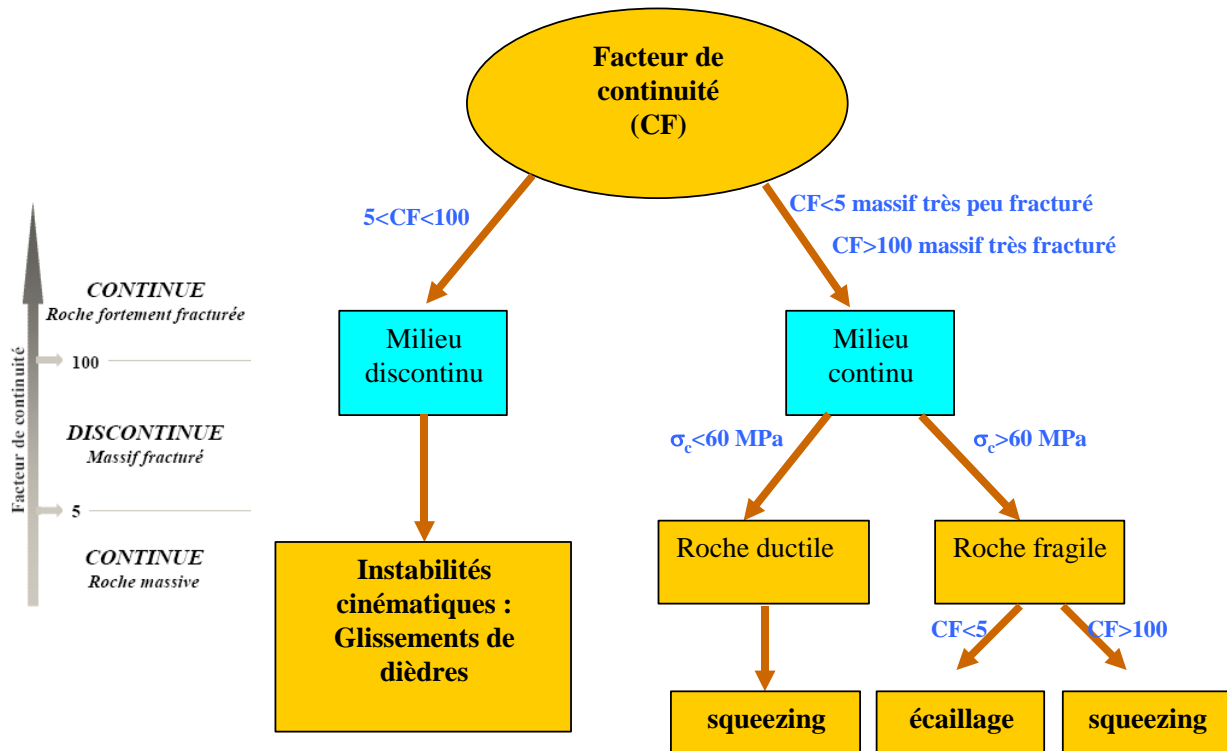


Figure 3.1 : Mécanismes comportementaux et modes de ruine

Une analyse générale du comportement d'excavation souterraines (tunnels, usines,...) dans des milieux considérés comme continus, c'est-à-dire hors milieux fracturés ayant un CF compris entre 5 et 100, a permis d'identifier deux mécanismes d'effondrement principaux :

- Un mode de rupture par écaillage, associé à la formation d'écaillures ou de dalles en parois de l'ouvrage. Les dimensions et la forme de ces écaillures dépendent en outre de la géométrie de la cavité.
- Un mode de rupture par cisaillement associé au développement de surfaces de glissement localisées. Ce phénomène se traduit à l'échelle de l'ouvrage à un phénomène de « roches poussantes » ou « squeezing ». Le massif se comporte alors en apparence comme une roche ductile.

Selon Vardoulakis et al. (1988), l'écaillage est physiquement associé à l'ouverture de fractures préexistantes (Figure 3.2a), tandis que la rupture ductile est effectivement due à un phénomène de cisaillement qui se propage en arrière de la paroi (Figure 3.2b).

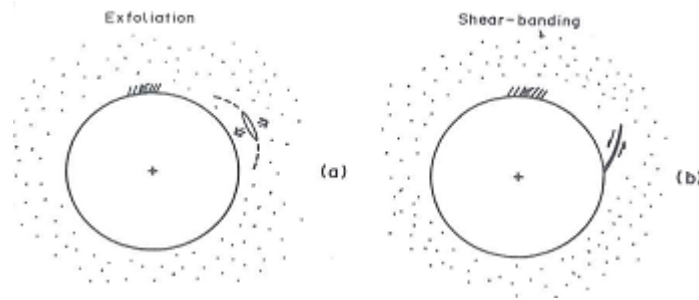


Figure 3.2 : Modes de fracture : a) écaillage, b) roches poussantes (Vardoulakis et al., 1988)

3.1.2 Comportement à l'échelle du laboratoire

La compréhension du comportement à l'échelle de l'ouvrage est bien évidemment ce qui est recherché par les ingénieurs pour dimensionner au mieux l'ouvrage et ses soutènements éventuels. Mais cette compréhension n'en demeure pas moins complexe et ne peut pas se passer d'une observation du comportement à l'échelle du laboratoire.

Lorsqu'on effectue une excavation souterraine, l'état des contraintes en fin de creusement est tel que la contrainte principale mineure de compression est nulle. Cette contrainte est radiale si l'on considère une excavation circulaire. La contrainte principale majeure est généralement tangente à la paroi, soit orthoradiale pour un ouvrage circulaire. Le terrain se trouve alors en situation de chargement biaxial de compression avec comme contrainte principale intermédiaire la contrainte longitudinale, parallèle à l'axe de l'excavation.

Même si la sollicitation appliquée à l'échantillon lors d'une compression uniaxiale axisymétrique n'est pas parfaitement représentative du chemin des contraintes suivi en paroi d'une cavité, l'essai en compression simple n'en demeure pas moins un essai de référence. Cet essai constitue la base minimale pour l'analyse d'un ouvrage et la résistance à la compression simple σ_c est souvent considérée comme la valeur caractéristique de la roche et de ses capacités de résistance. Des méthodes le plus souvent empiriques d'extrapolation aux massifs rocheux du σ_c de laboratoire ont par ailleurs été proposées pour tenir compte de l'effet d'échelle. On peut notamment citer la méthode RMR (Rock Mass Rating), la méthode GSI (Geological Strength Index), ou encore la méthode du Q-Barton.

Mais les essais de laboratoire sont le plus souvent effectués sur des échantillons secs ou sans contrôle de la teneur en eau, tandis qu'à de rares exceptions, les roches *in situ* sont pleinement saturées ou tout du moins possèdent une forte teneur en eau. Or de nombreux auteurs montrent que la présence d'eau modifie fortement la résistance en compression simple, et donc par extension l'ensemble de la compréhension que l'on peut avoir du comportement de la roche. Colback et Wild (1965) rapportent ainsi qu'il peut y avoir 50% de perte de résistance à la compression simple entre un essai en conditions sèches et un essai en conditions saturées. Dyke et Dobereiner (1991) précisent cette tendance en observant sur des grès une baisse de 25-30% de σ_c en présence d'eau. Hawkins et al. (1992) montrent dans leurs travaux que moins la roche est résistante, plus elle est sensible à une variation de la pression d'eau.

Les travaux de Yilmaz (2010) sur le gypse présentés à la Figure 3.3 viennent conforter ces observations avec une perte proche de 60% pour σ_c (ou UCS : Unconfined Compressive Strength) en conditions saturées. Le module d'Young est également comparé : il présente une diminution d'environ 50% en conditions saturées.

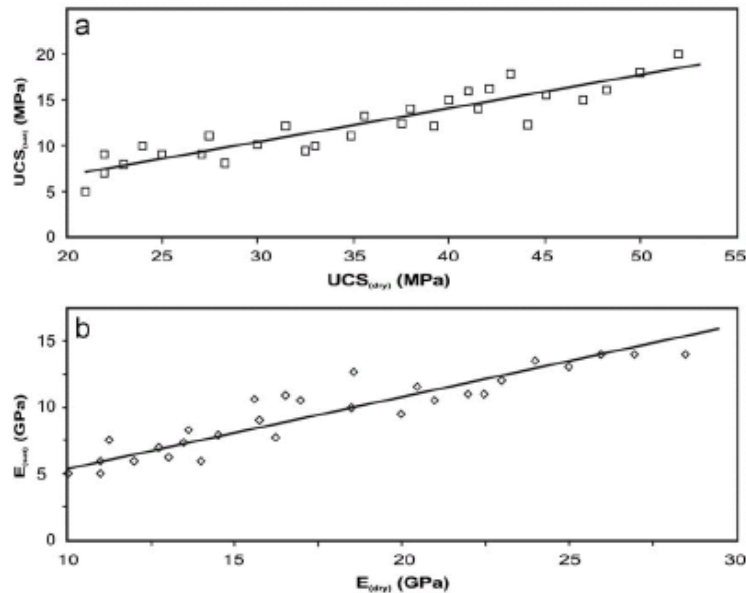


Figure 3.3 : Relations entre conditions sèches (dry) et saturées (sat) sur du gypse pour :
a) la résistance à la compression simple (UCS) ; b) le module élastique (Yilmaz, 2010)

Un autre exemple d'effet de l'eau sur les propriétés des roches est apporté par Blümling et al. (2007) sur un matériau argileux (Opalinus Clay) susceptible d'accueillir le site de stockage de déchets nucléaires suisse (NAGRA). La Figure 3.4 montre la baisse significative de la résistance à la compression simple et du module d'Young lorsque la teneur en eau augmente.

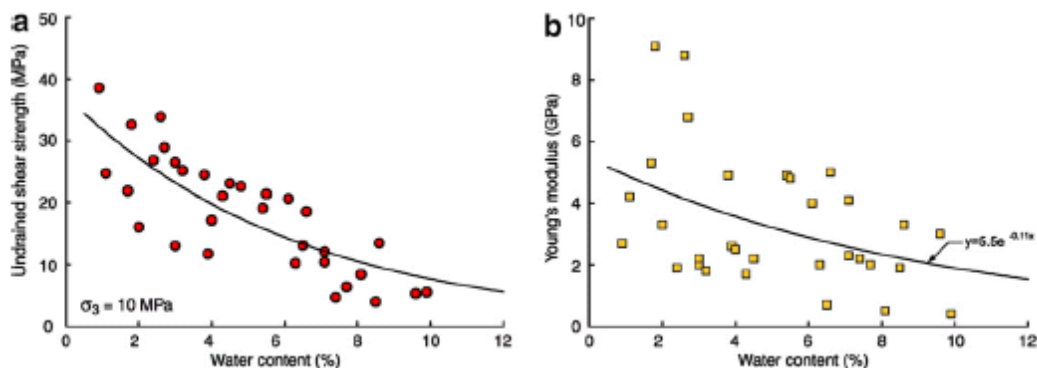


Figure 3.4 : Evolution selon la teneur en eau de propriétés d'Opalinus Clay :
a) la résistance à la compression simple (UCS) ; b) le module d'Young (Blümling, 2007)

Pour tenir compte de la présence d'eau, l'essai de laboratoire le plus adapté est l'essai en conditions non drainées, c'est-à-dire où l'on empêche l'eau de quitter l'échantillon lors d'une sollicitation mécanique. Ce contrôle des entrées et sorties d'eau peut se faire aussi bien au cours d'un essai de compression biaxial classique sans contrainte de confinement qu'au cours d'un essai triaxial où la contrainte de confinement est contrôlée (Figure 3.5).

Le drainage correspond à la capacité du fluide présent dans les pores (l'eau en général) à se déplacer à travers ces pores. Dans le cas d'un matériau saturé, le « non drainage », c'est-à-dire l'absence de déplacement de l'eau peut être obtenu de deux manières :

- mettre en place des frontières imperméables : un dispositif expérimental supplémentaire permet d'empêcher les échanges d'eau avec l'extérieur. Le matériau est alors globalement non drainé.
- utiliser la faible perméabilité du matériau : celui-ci est alors considéré comme localement non drainé. Il n'est pas nécessaire d'avoir un dispositif expérimental particulier, mais il est impossible dès lors pour ce type de matériau de savoir si l'essai effectué est drainé ou non. C'est en particulier le cas des argilites.

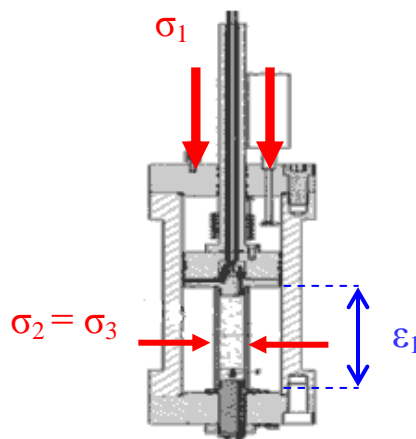


Figure 3.5 : Dispositif expérimental d'un essai triaxial

D'un point de vue expérimental, peu d'essais non drainés véritables existent dans la littérature. Cet état de fait est essentiellement à mettre sur le compte de la difficulté de mise en œuvre de tels essais. Malgré certaines réserves à émettre quant au protocole expérimental suivi, notamment concernant les mesures de la pression d'eau après le pic de contrainte, les tests suivants nous permettent *a minima* d'identifier les problématiques liées aux conditions non drainées.

Les essais suivants sont issus des travaux de Heitz (1996) effectués pour le compte d'ANTEA sur des argilites (Figure 3.6). Ils montrent qu'après être passé par un pic de contraintes, un radoucissement est observé. Ce radoucissement semble s'arrêter lorsque la pression d'eau s'annule. La pression d'eau reste ensuite constante et nulle, mais cela semble être dû à l'absence d'équipement pour mesurer des pressions d'eau négatives.

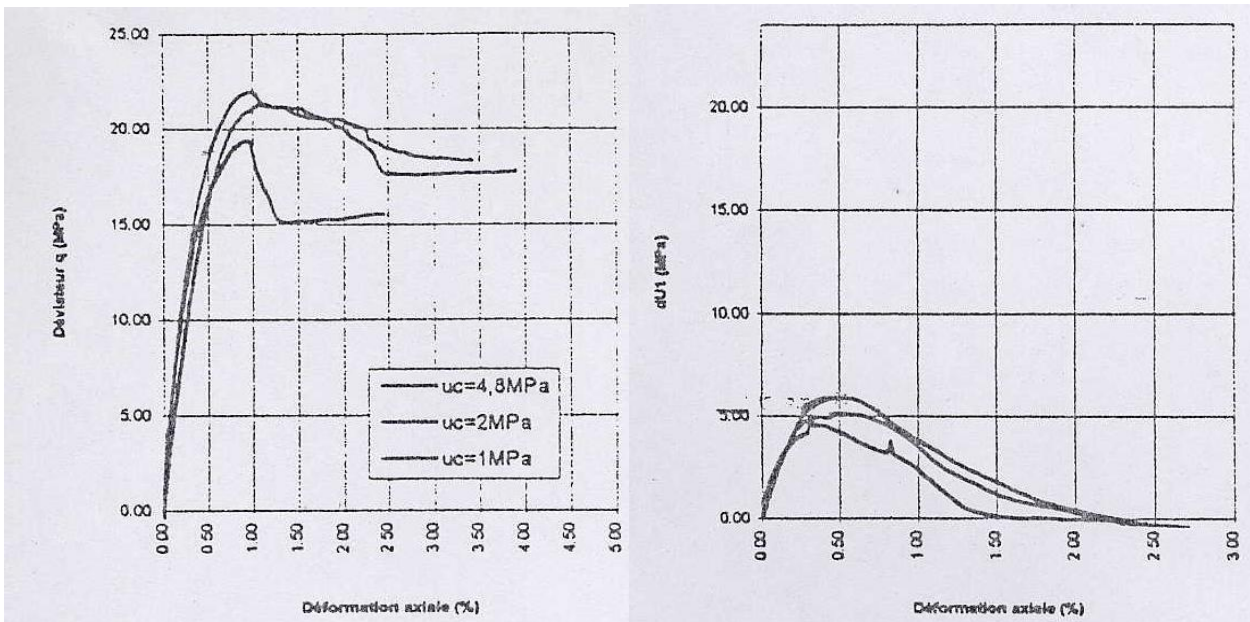


Figure 3.6 : Essais non drainés de Heitz (1996) sur argilite – déviateur et pression d'eau

Bien que concernant des sables remaniés (sables d'Hostun), les travaux de Mokni et Desrues (1999) présentés en Figure 3.7 viennent globalement confirmer les résultats de Heitz.

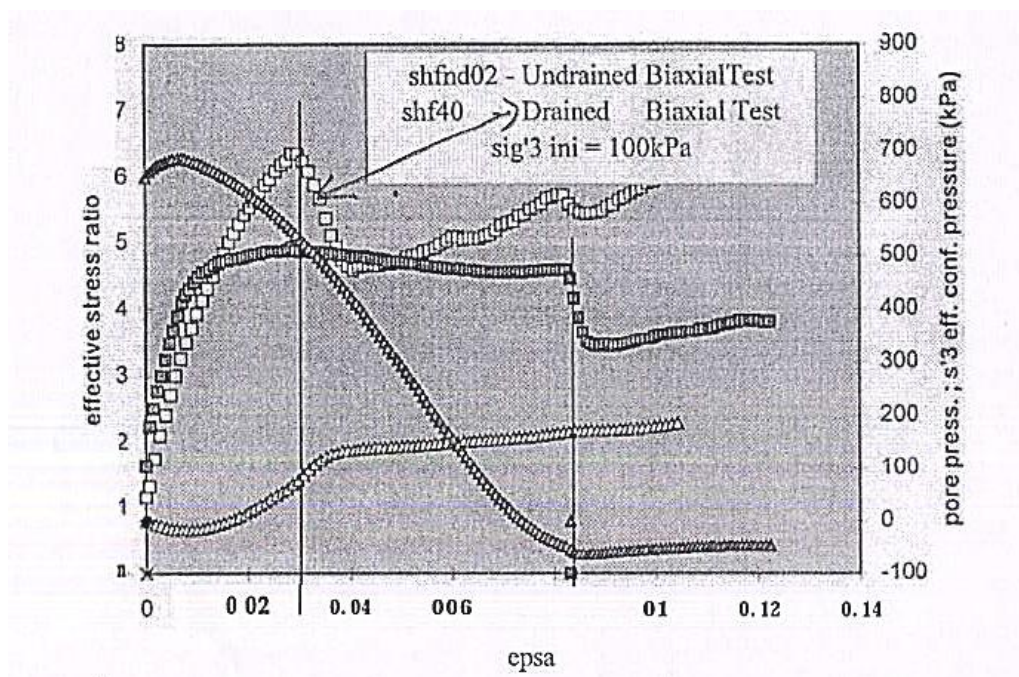


Figure 3.7 : Comparaison essais biaxiaux drainés / non drainés sur sable par Mokni et al. (1999)

La comparaison entre essai drainé et essai non drainé montre un certain nombre de conséquences quant à la présence d'eau, résumées sur la Figure 3.8.

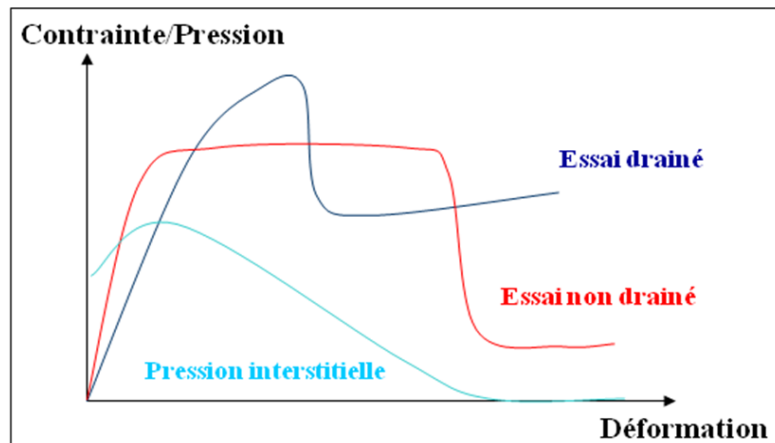


Figure 3.8 : Comparaison schématique entre essai drainé et non drainé – lien avec la pression interstitielle

En présence d'eau :

- la résistance au pic est moins élevée. Cela est à relier à la moindre résistance à la compression simple décrite précédemment.
- le radoucissement et la rupture sont retardés. La présence d'eau rend la roche plus ductile. Desrues et Mokni relient cette observation à la cavitation du fluide, c'est-à-dire lorsque la pression d'eau devient négative.

L'apparition de la localisation au moment de la cavitation du fluide a également été observée par Archambault et al. (1999) sur une roche artificielle. Il montre en effet qu'à la rupture, et ce pour différentes contraintes de confinement, la pression interstitielle générée durant un essai de cisaillement est faible, voir nulle.

L'étude de la localisation revêt donc un caractère important même en présence de matériaux *a priori* moins fragile tels que les argilites. La Figure 3.9 issue des travaux de Lenoir (2006) présente différentes étapes du comportement de l'argilite du COx, avant et après la localisation qui commence à apparaître au maximum de vitesse du radoucissement (Etape 4).

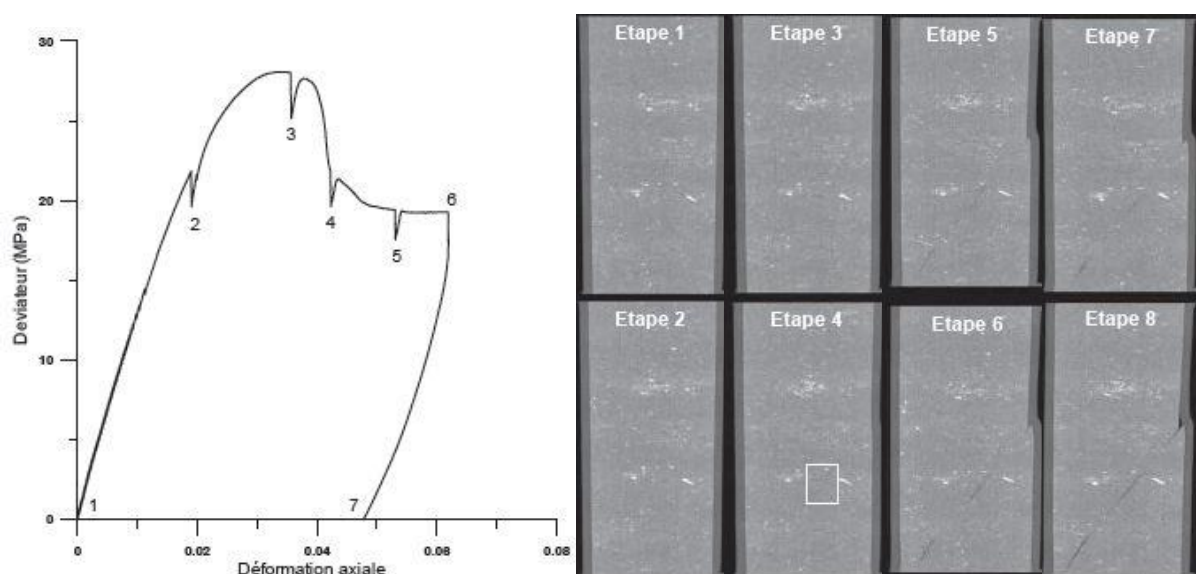


Figure 3.9 : Localisation des déformations lors d'un essai drainé sur l'argilite du COx (Lenoir, 2006)

Les travaux d'Indraratna et al. (2005) apportent un éclairage intéressant sur le comportement d'une fracture remplie d'argile, orientée à 60° par rapport à l'axe d'un échantillon moulé en plastique. La Figure 3.10 montre que pour des épaisseurs de bandes relativement fines, le déviateur augmente avec la déformation, mais surtout parallèlement, après une légère augmentation, la pression de pore diminue jusqu'à devenir négative (suction). Contrairement à la Figure 3.7, l'état de suction a donc pu être ici mesuré.

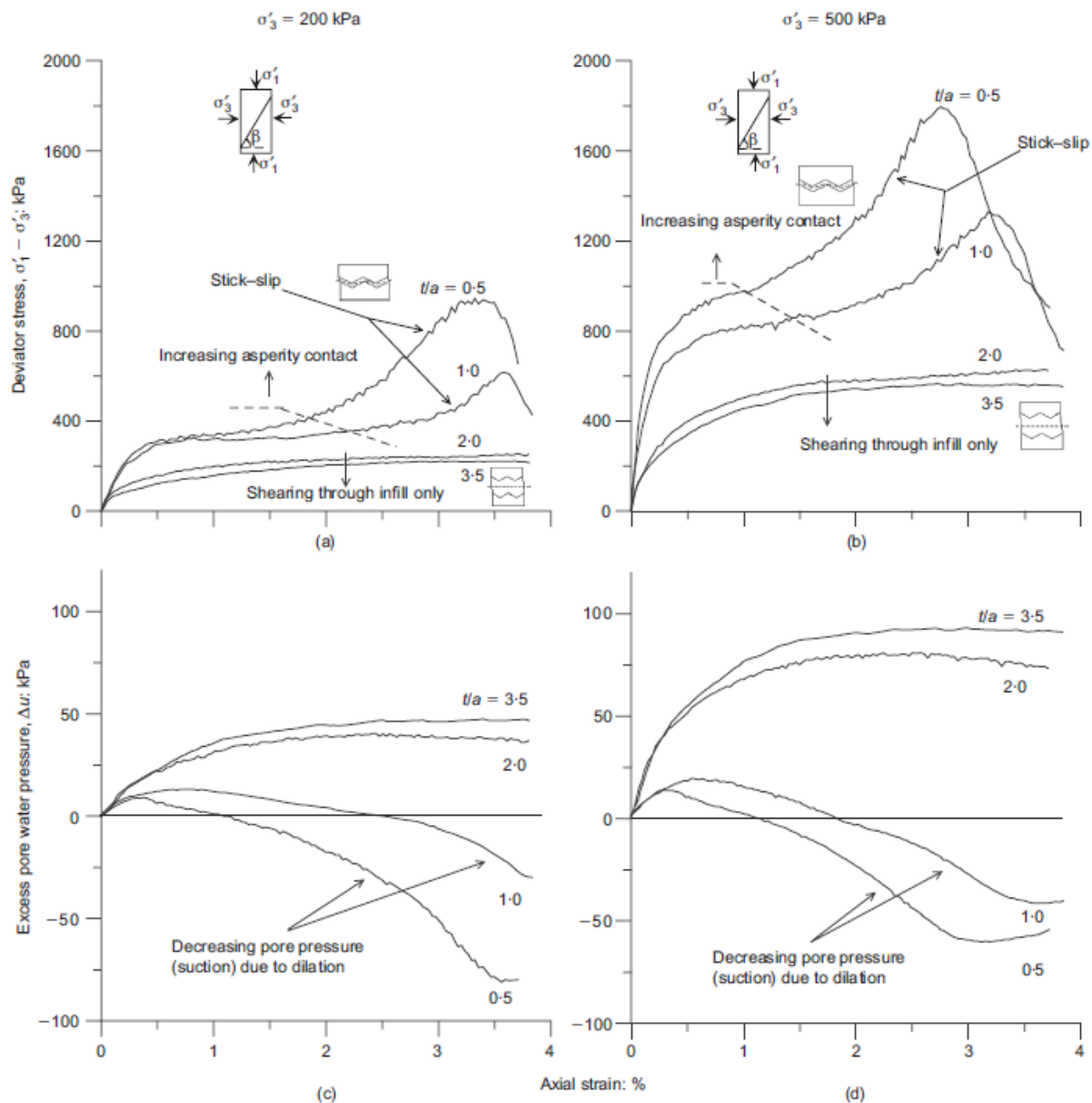


Figure 3.10 : Modélisation d'une bande argileuse en conditions non drainées (Indraratna et al., 2005)

Si les pressions interstitielles sont rarement disponibles du fait de difficultés expérimentales importantes, il est en revanche plus aisé d'obtenir des mesures des déformations volumiques qui apportent indirectement des informations importantes puisqu'elles indiquent le volume dont l'eau peut disposer. Dans la continuité des résultats précédents, Indraratna présente ainsi les déplacements perpendiculaires à la bande localisée qui traduisent le volume disponible pour l'eau présente dans la bande (Figure 3.11). On voit qu'au cours de l'essai portant sur des bandes peu épaisses, après une première phase de contractance, les épontes de la fracture s'écartent provoquant une dilatance générale de l'échantillon.

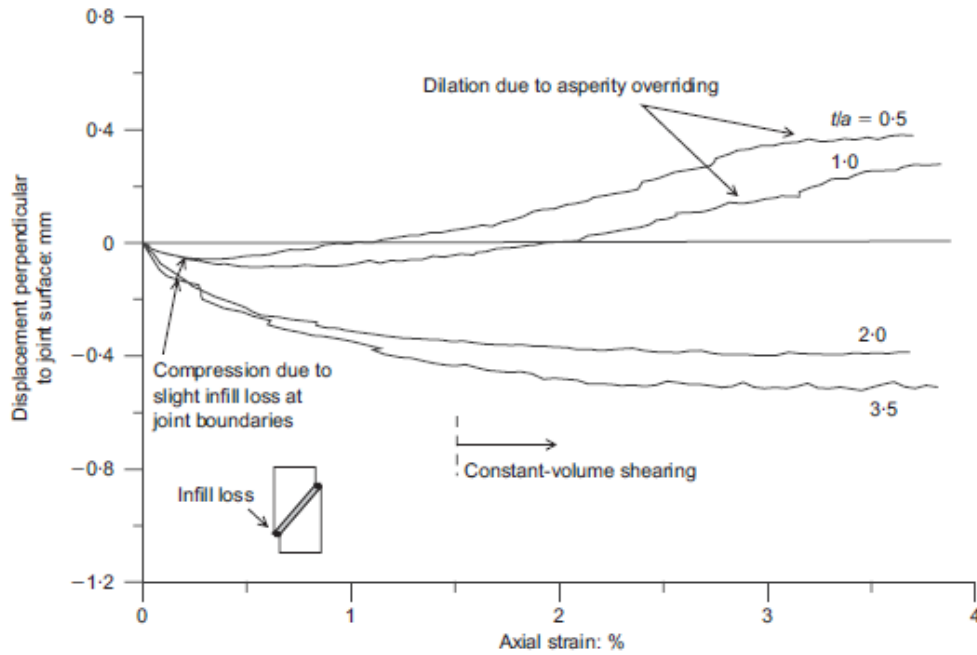


Figure 3.11 : Evolution des déplacements perpendiculaires à la fracture (Indraratna et al., 2005)

En règle générale, les déformations volumiques sont mesurées de façon couplée à la courbe contrainte-déformation lors d'un essai de compression triaxial classique. Là encore, le chemin de contrainte suivi est assez différent de ce qui se passe en paroi d'excavation, mais cet essai est une base essentielle de l'étude d'une roche en laboratoire. La Figure 3.12 montre un exemple de résultat d'un tel essai, le point bleu sur chacune des courbes indiquant le franchissement du pic de contrainte.

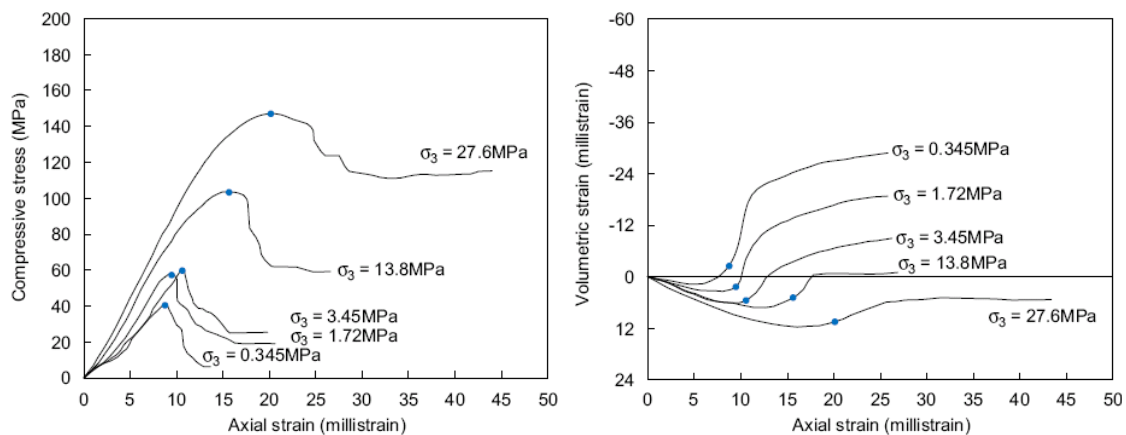


Figure 3.12 : Essai triaxial en compression sur un grès pour différents confinements – évolution du déviateur et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Zhao et al., 2010a)

Des essais triaxiaux sur l'argilite du COx ont été menés par le laboratoire LaEGO pour le compte de l'ANDRA (Hoxha, 2004). Etant donné la faible perméabilité de l'argilite, et bien que la pression d'eau ne soit jamais contrôlée au cours des essais, on peut raisonnablement considérer que ces échantillons sont saturés et que les essais se font en conditions pseudo non drainées.

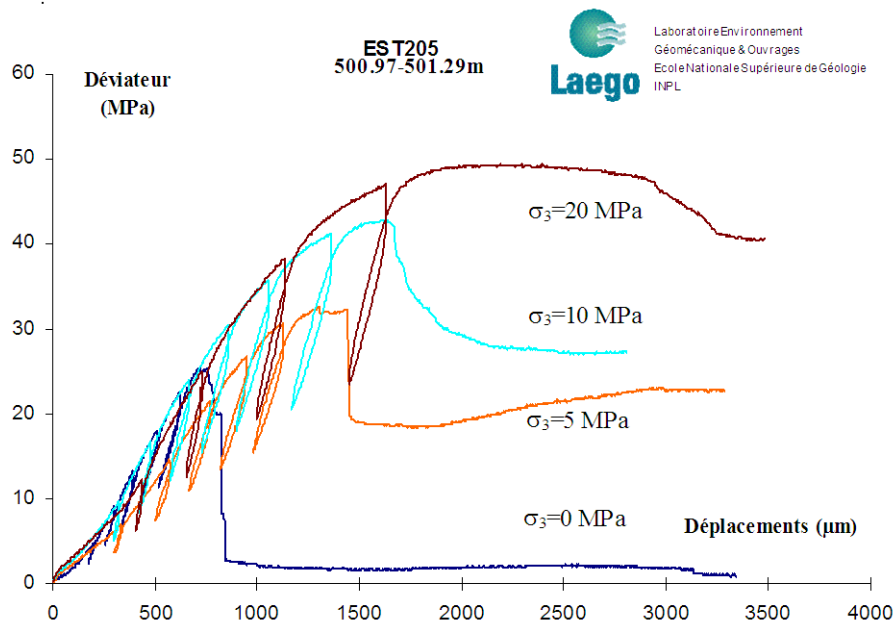


Figure 3.13 : Essais triaxiaux sur l'argilite du COx pour différents confinements (Hoxha, 2004)

Ces essais permettent également de mettre en évidence l'influence de la pression de confinement. La Figure 3.13 montre en effet d'abord que l'initiation de la plasticité et la résistance de pic augmentent avec le confinement. Elle montre ensuite que le comportement devient de plus en plus ductile, donc moins fragile, lorsque le confinement augmente. Cette évolution vers un comportement plus ductile va également dépendre de nombreux autres facteurs tels que la présence d'eau, la température ou encore le chemin de contraintes suivi.

Concernant les déformations volumiques, la Figure 3.12 montre une atténuation de la dilatance avec l'augmentation du confinement. Ces aspects spécifiques du comportement volumique seront traités plus en détail dans un paragraphe ultérieur.

3.1.3 Comportement différé

Nous venons de décrire rapidement les grandes lignes du comportement instantané des roches, que ce soit à l'échelle de l'ouvrage ou du laboratoire. Nous avons vu que ce comportement était influencé par exemple par la nature du matériau, la présence de fractures, l'état des contraintes ou encore la pression interstitielle. Mais le comportement des roches peut aussi évoluer dans le temps. Sur un ouvrage souterrain, des mouvements de paroi sont en effet observés encore longtemps après la fin de l'excavation. A l'échelle du laboratoire, trois types d'essais permettent de mettre en évidence ces effets différés des roches : l'essai de fluage, l'essai triaxial à vitesse imposée et l'essai de relaxation.

3.1.3.1. Essai de fluage

Le premier de ces essais est l'essai de fluage. Il consiste à appliquer un effort constant sur un échantillon et à mesurer les déformations générées au cours du temps.

La Figure 3.14 rappelle les trois phases classiques du fluage à partir d'un essai de fluage sur un grès (Yang et al., 2010) :

- de O à A, le fluage primaire montrant une déformation différée relativement rapide mais qui va en s'atténuant.
- de A à B, le fluage secondaire montrant une évolution constante de la déformation dans le temps.
- de B à C, le fluage tertiaire montrant une accélération de la déformation conduisant à la rupture. On verra par la suite que le mécanisme conduisant à cette rupture par fluage tertiaire peut être rapproché de la rupture observée sur essais instantanés.

Selon les matériaux et l'état de contraintes, ces trois phases vont être plus ou moins importantes en durée et en termes de déformations. Il est par exemple possible d'avoir uniquement la phase primaire du fluage conduisant à un état de stabilisation de la déformation différée sans rupture.

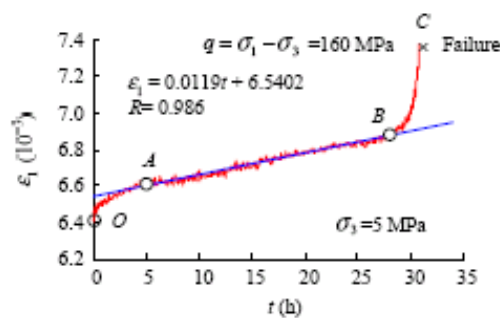


Figure 3.14 : Courbe complète de fluage sur un grès (Yang et al., 2010)

Zhang et Rothfuchs (2004) proposent une étude expérimentale du fluage sur l'argilite du Callovo-Oxfordien. La première observation faite est que cette roche présente un fluage même pour de très faibles contraintes. Ils en concluent qu'il n'existe pas de seuil inférieur d'apparition du fluage pour cette argilite.

Une étude de sensibilité à l'effet d'échelle est également proposée en considérant deux familles d'échantillons : une de 200 mm d'élançement et de 100 mm de diamètre ; et une de 90 mm d'élançement et de 45 mm de diamètre. Même si la déformation totale est plus grande pour les gros échantillons (effet d'échelle due à l'élasticité instantanée), le fluage ne semble pas influencé ou de façon faiblement marquée.

De la même façon, Zhang et Rothfuchs proposent une étude de sensibilité à l'orientation de la contrainte par rapport au litage de l'argilite. Leur conclusion est là encore que la déformation due au fluage ne semble pas nettement influencée par l'anisotropie de l'argilite.

D'autres essais toujours menés par Zhang et Rothfuchs (2004) montrent que la vitesse de fluage varie avec l'évolution de la déformation (Figure 3.15), ou encore avec l'état des contraintes (Figure 3.16).

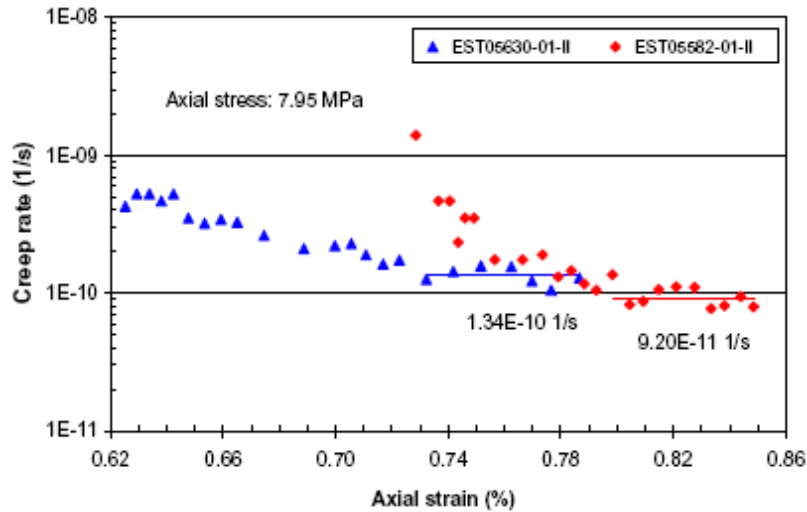


Figure 3.15 : Vitesse de fluage en fonction de la déformation (Zhang et al., 2004)

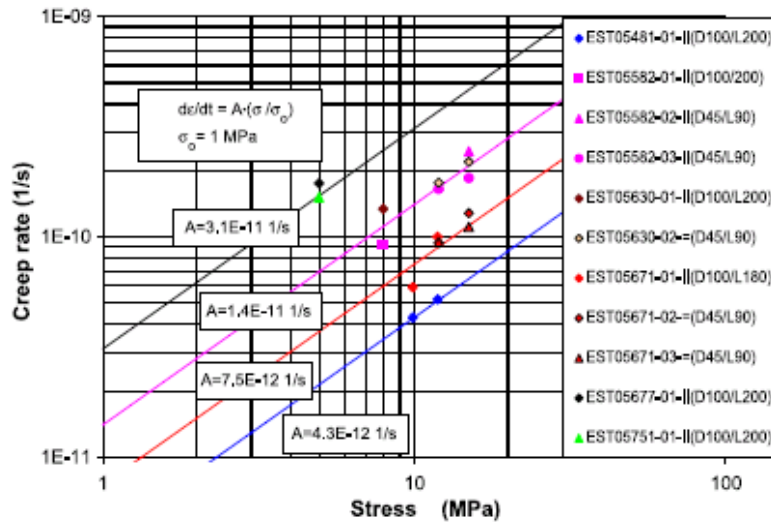


Figure 3.16 : Vitesse de fluage (secondaire) selon la contrainte appliquée (Zhang et al., 2004)

Des essais de fluage plus complets sur l'argilite du COx ont été menés par le laboratoire LaEGO pour le compte de l'ANDRA (Hoxha, 2004). Trois de ces essais concernant trois échantillons différents sont présentés en Figures 3.17 et 3.18. Chacun de ces essais est d'une durée de 2 mois correspondant à 4 paliers de déviateurs successifs. Bien que les échantillons présentent une teneur en eau non nulle, ces essais ont été effectués sans contrôle de la pression d'eau. Toutefois compte tenu de la faible perméabilité des argilites et malgré la durée des essais, on considérera ces essais comme pseudo non drainés. La Figure 3.17 présente les différents niveaux de déviateur appliqués à chaque échantillon, et la Figure 3.18 montre l'évolution des déformations axiales dans le temps.

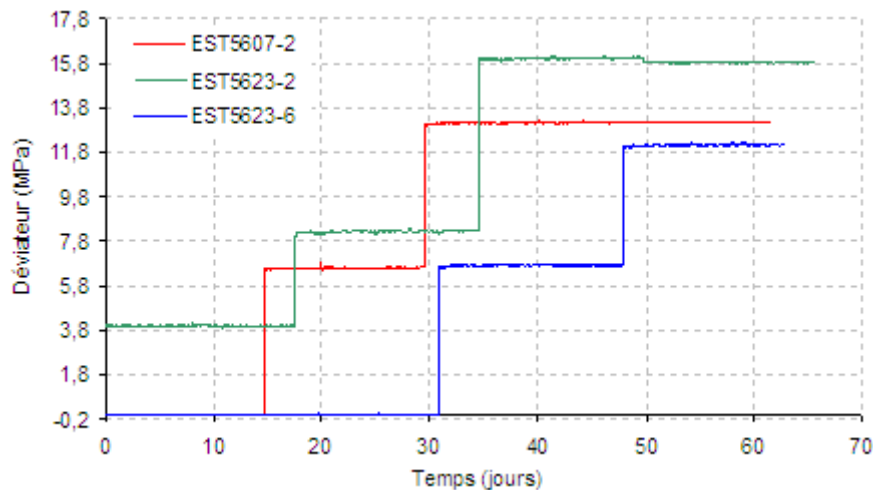


Figure 3.17 : Essais de fluage du LaEGO - Paliers de déviateurs imposés (Hoxha, 2004)

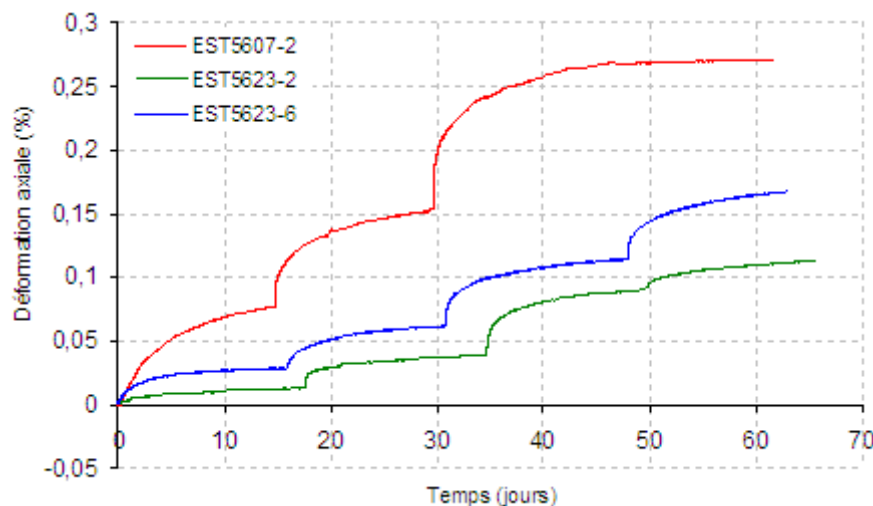


Figure 3.18 : Essais de fluage du LaEGO – Evolution des déformations axiales (Hoxha, 2004)

Ces courbes ne présentent que du fluage primaire, ce qui traduit que l'argilite est une roche à la cinétique de fluage assez lente. L'absence de seuil inférieur de déclenchement du fluage évoquée par Zhang et al. (2004) est confirmée par les premiers paliers de contrainte des échantillons EST5607-2 et EST5623-6 : malgré un déviateur nul, un fluage primaire peut être observé. L'ampleur de la déformation axiale varie également, ce qui peut-être se justifier par la variabilité de la teneur en eau (7,3% pour EST5607-2 et 5,5% pour EST5623-6).

3.1.3.2. Essai triaxial à vitesse imposée

Le second essai permettant de mettre en évidence le comportement différencié des roches est l'essai à vitesse de déformation imposée. La Figure 3.19 montre pour de tels essais sur une roche artificielle (Bhandari et Inoue, 2005) que cette vitesse influe sur le comportement du matériau avant et après le pic de contrainte. Celui-ci est d'autant plus élevé que la vitesse de déformation est grande.

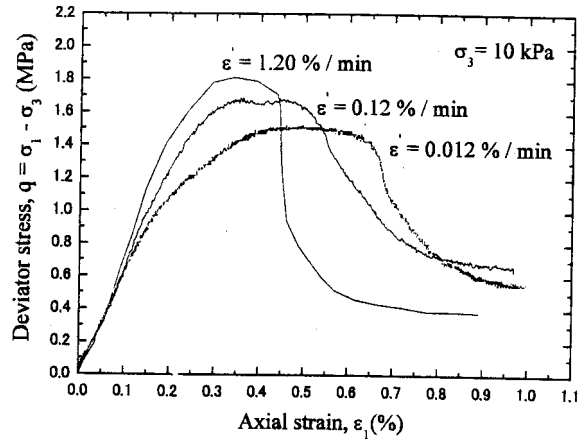


Figure 3.19 : Influence de la vitesse de sollicitation (Bhandari et Inoue, 2005)

Pour tenir compte de l'effet de l'eau, Masuda (2001) a effectué entre autres des essais triaxiaux à différentes vitesses sur du granite et de l'andésite, comparant des conditions sèches et des conditions saturées en eau. Le protocole pour les conditions saturées se limite à immerger les échantillons pour remplir les pores et considérer ensuite l'essai comme non drainé. Mais aucun contrôle réel de la saturation n'a été fait, et il est probable qu'une désaturation des échantillons aie lieu notamment du fait de la dilatance du matériau. Malgré ces restrictions que l'on retrouve souvent lorsqu'on effectue des essais sans contrôle de la pression d'eau, les résultats de la Figure 3.20 montrent que la résistance du matériau diminue lorsque la vitesse de déformation diminue, et ce d'autant plus en présence d'eau. Masuda propose des relations linéaires en fonction du logarithme de la vitesse de déformation.

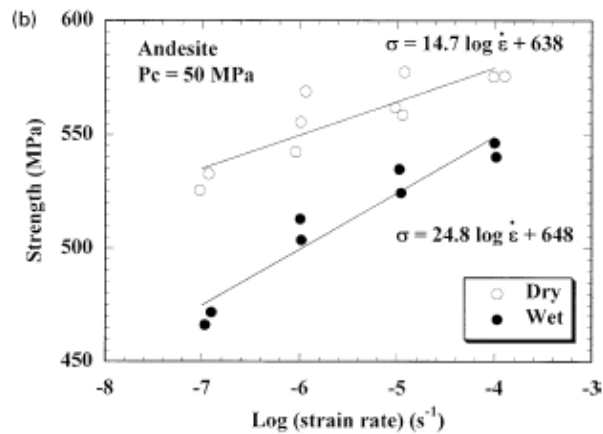


Figure 3.20 : Résistance à la compression simple d'andésite en fonction de la vitesse de déformation et comparaison d'échantillons secs et saturés (Masuda, 2001)

3.1.3.3. Essai de relaxation

Le troisième essai mettant en évidence les effets différés des roches est l'essai de relaxation. Il s'agit du pendant de l'essai de fluage : cette fois, ce sont les déformations qui sont maintenues constantes et l'évolution des contraintes qui est mesurée. Le déviateur des contraintes tend à diminuer au cours du temps, comme le montrent sur la Figure 3.21 les essais effectués par Zhang et al. (2004) sur l'argilite du COx.

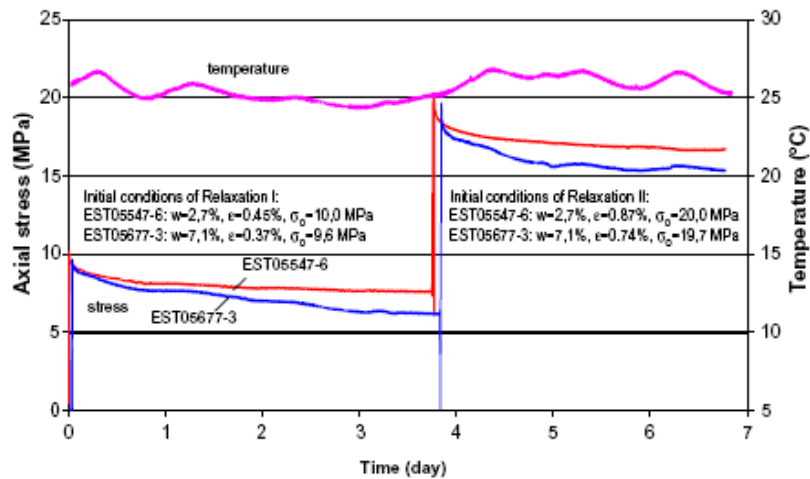


Figure 3.21 : Essais de relaxation uniaxiale – comparaison échantillon « sec » (EST05547-6) et échantillon « saturé » (EST05677-3) (Zhang et al., 2004)

Ces essais comparent deux échantillons, l'un considéré comme sec et l'autre saturé d'eau. La diminution de la contrainte est plus rapide dans le cas de l'échantillon saturé : l'eau semble faciliter les transferts de contraintes. Même si la température ne fait pas partie des paramètres étudiés au cours de cette thèse, ces essais montrent également que les fluctuations de température influent nettement sur la relaxation de l'échantillon saturé.

3.2 Comportement instantané élastoplastique

A partir des informations précédentes sur le comportement général des roches, nous allons décrire les différents concepts du modèle *L&K*. Du point de vue comportement instantané, l'objectif du modèle *L&K* déjà décrit par Laigle (2004) dans sa thèse est de reproduire les phénomènes suivants :

- le comportement élastique est non linéaire pour de faibles déformations,
- la résistance maximale dépend du niveau de confinement,
- le radoucissement post-pic est gouverné par la perte progressive de cohésion et par l'évolution de l'angle de dilataance,
- l'état résiduel est caractérisé par une cohésion et une dilataance nulles.

Ces différents phénomènes clés de la partie plastique instantanée du modèle vont être décrits rapidement dans les paragraphes suivants. Le comportement volumique et en particulier l'évolution de la dilataance va toutefois faire l'objet d'un traitement plus approfondi du fait de sa forte implication dans les calculs couplés hydromécaniques.

3.2.1 Comportement pré-pic

Le comportement pré-pic concerne les petites déformations, celles avant d'atteindre la rupture ou le pic de contrainte. Après avoir succinctement présenté le cadre physique choisi, nous décrirons les concepts du modèle *L&K* dans ce domaine de déformation.

3.2.1.1. Cadre physique

Plusieurs descriptions de cadres physiques de la phase pré-pic sont présentées par Kleine (2007a) dans sa thèse. Nous rappelons ici les phases proposées par Haïed (1995) sur l'évolution de la déformation axiale et de la déformation volumique (Figure 3.22). Chaque phase est plus ou moins visible selon le type de roche car elle dépend des caractéristiques intrinsèques de la roche.

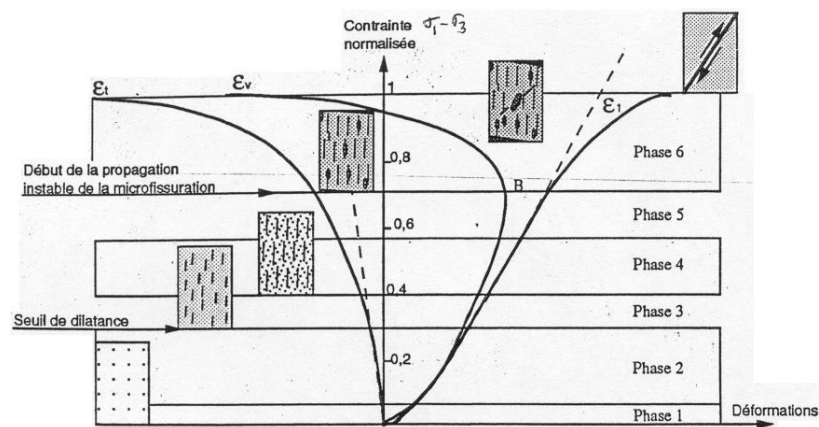


Figure 3.22 : Phases principales du processus avant rupture dans l'essai de compression uniaxiale et triaxiale monotone (Haïed, 1995)

A l'échelle microstructurale, Kleine (2007a) reprend les considérations micromécaniques de Diederichs (1999) pour mettre en évidence la prépondérance des fissurations d'extension dans le comportement des géomatériaux dans les gammes de confinement étudiées. La Figure 3.23 présente une autre description théorique détaillée du comportement d'une roche, en termes de résistance et de déformation volumique, en correspondance avec les phénomènes microstructuraux sous-jacents (Zhao et al. 2010).

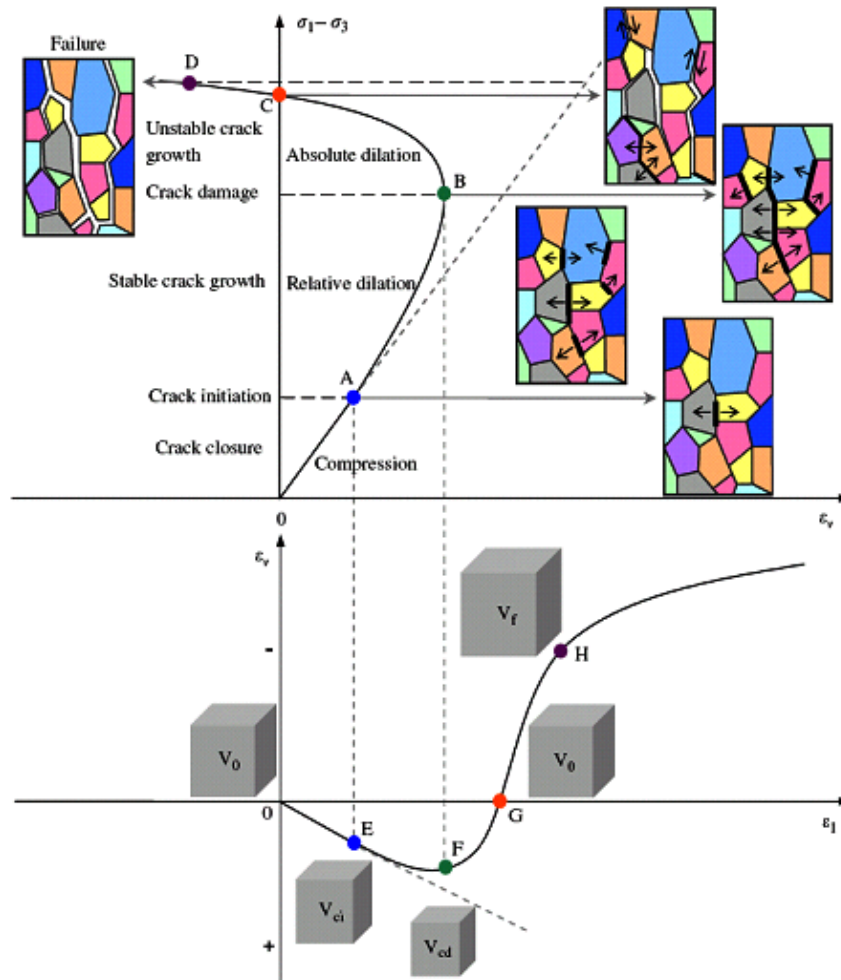


Figure 3.23 : Evolution théorique de la déformation volumique et de la fissuration (modifié de Zhao et al., 2010a)

La juxtaposition de ces deux descriptions nous amène à identifier de façon simplifiée 3 phases avant le pic de contrainte :

- phase I : serrage et compression élastique linéaire. A très faibles contraintes, la roche commence par fermer ses ouvertures préexistantes puis continue à se contracter tant que la pression de fluide dans les pores reste inférieure à la contrainte exercée. Le fluide peut être de l'air ou de l'eau selon que l'échantillon est sec ou non. Cette phase correspond aux phases 1 et 2 dans la description d'Haïed et avant les points A et E pour Zhao.
- phase II : initiation et propagation régulière de la fissuration. Une fois les fissures créées, on observe une dilatance relative : le matériau continue à se contracter à l'échelle macroscopique mais de moins en moins au fur et à mesure de la propagation des fissures. Ce phénomène se poursuit jusqu'à atteindre un pic de déformation volumique contractante qui précède le pic de contrainte (sous condition de contrainte de confinement pas trop élevée). Cette phase correspond aux phases 3, 4 et 5 dans la description d'Haïed, et entre les points A et B (E et F) pour Zhao.
- phase III : propagation instable de la fissuration et dilatance. Les fissures se propagent de plus en plus, se relient entre elles, et commencent à s'ouvrir : une dilatance absolue apparaît, le volume du matériau augmente. Ce phénomène va s'amplifiant jusqu'à atteindre le pic de contrainte.

Les trois phases décrites ci-dessus correspondent à des états physiques successifs pour une roche qui vont dépendre de nombreux facteurs, et en particulier de l'état des contraintes comme on a pu le voir sur les Figures 3.12 et 3.13 par exemple. Pour une modélisation du comportement, il est nécessaire de connaître les domaines de contraintes dans lesquels ces phases sont susceptibles de se développer. D'après Diederichs (1999), la propagation des tractions locales est d'autant plus importante que le confinement est faible, et plus précisément que le rapport $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ est faible. La Figure 3.24 propose quelques seuils en fonction de ce rapport des contraintes.

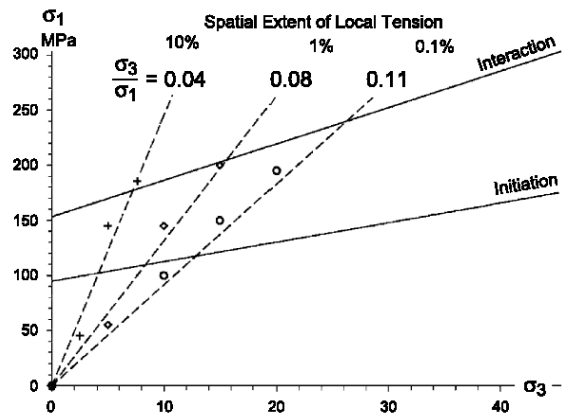


Figure 3.24 : Influence du rapport des contraintes sur la propagation des tractions locales (Diederichs, 1999)

Malgré la difficulté de la définition d'une telle limite, Kleine (2007a) propose de définir la limite appelée limite de clivage (traduit de « spalling limit ») comme la limite entre un domaine où les fissures d'extension vont se propager et un domaine où les fissures d'extension resteront bloquées. Cette limite peut être décrite par le rapport :

$$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \approx 0.05 \quad (3.2)$$

La limite de clivage peut ensuite être prolongée pour de plus forts confinements en venant tangenter le seuil de pic jusqu'à l'atteindre pour de grands confinements. Au delà, le modèle proposé par Kleine n'est plus valable. Le seuil ainsi formé sera dorénavant appelé seuil de clivage (Figure 3.25).

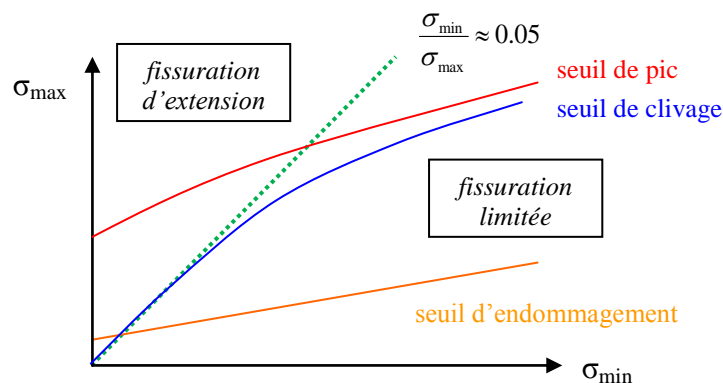


Figure 3.25 : Définition du seuil de clivage

Une première conclusion importante de ce paragraphe est donc la définition d'un seuil de clivage qui sépare le plan des contraintes en deux domaines au comportement pré-pic différent :

- à pression de confinement « forte » : fissuration limitée et contrôlée, pas d'ouvertures d'extension ni de tractions locales, et contractance.
- à pression de confinement « faible » : fissuration incontrôlée, ouvertures en extension et tractions locales, et dilatance.

La seconde conclusion sur laquelle nous reviendrons en 3.2.3 concerne le rôle de l'évolution de la déformation volumique et donc de l'évolution de la dilatance dans le comportement des roches considérées comme des milieux poreux. Cela revêt une importance d'autant plus grande que les couplages hydromécaniques basent les interactions roche – fluide autour de l'espace disponible pour le fluide et sur la pression de pore.

Enfin, un dernier aspect important pour la suite est la notion de seuil entre une propagation stabilisée et une propagation instable des fissures. En dessous de ce seuil dans l'espace, si l'on arrête la sollicitation, les fissures arrêtent spontanément de se propager, tandis qu'au dessus, la propagation des fissures est irréversible et incontrôlée. Dans ce dernier cas, la roche sera amenée à la rupture quoiqu'il arrive, à plus ou moins long terme. On reviendra sur ce point dans le paragraphe traitant du comportement différé (3.3).

3.2.1.2. Seuils de résistance « pré-pic »

Nous résumons ci-après les idées retenues pour le modèle *L&K* à l'aide des phases proposées précédemment. Dans l'espace des contraintes ($\sigma_{\min}; \sigma_{\max}$), lors d'une augmentation du déviateur à confinement constant, le comportement pré-pic passe par trois états délimités par trois seuils de contraintes (Figure 3.26) :

- un seuil d'endommagement initial traduisant l'entrée en plasticité du matériau.
- un seuil de clivage au delà duquel la fissuration devient instable avec apparition de tractions locales. La plupart du temps, en dehors des faibles confinements, ce seuil traduit l'apparition de la dilatance au sein du matériau (nous reviendrons sur la dilatance au paragraphe 3.2.3).
- un seuil de pic correspondant à la résistance maximale du matériau.

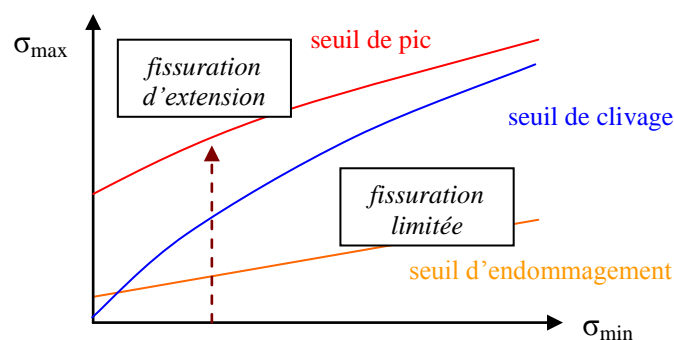


Figure 3.26 : Les différents seuils et domaines du comportement pré-pic dans le plan des contraintes principales et exemple de chargement à confinement constant

Maintenant que le maximum de résistance du matériau a été atteint, il s'agit de décrire ce qui va se passer ensuite, c'est-à-dire le comportement post-pic. Mais les deux comportements ne sont pas découplés : les phénomènes pré-pics que l'on vient de présenter et qui représentent l'histoire du matériau vont avoir une influence et orienter le comportement post-pic.

3.2.2 Comportement post-pic

Le comportement post-pic concerne les moyennes et grandes déformations, celles après avoir franchi le pic de contrainte, qu'il y ait eu rupture fragile ou ductile. Cette distinction rupture fragile / rupture ductile est très importante dans la caractérisation du comportement post-pic.

3.2.2.1. Bifurcation et seuil de clivage

Après avoir atteint leur résistance maximale, les matériaux fragiles présentent un comportement radoucissant plus ou moins important et plus ou moins rapide. Ce radoucissement traduit une diminution de la résistance correspondant à une perte de la cohésion du matériau. Les observations montrent deux grandes familles de comportement à la rupture pour les roches fragiles :

- pour de faibles contraintes de confinement, la rupture se fait par l'ouverture définitive de nombreuses fissures en différents endroits de l'échantillon par clivage ou extension axial. On parle de bifurcation diffuse (Figure 3.27a).
- pour des contraintes de confinement plus importantes, la rupture est concentrée sur des bandes de cisaillement généralement inclinées. On parle de bifurcation localisée (Figure 3.27b).

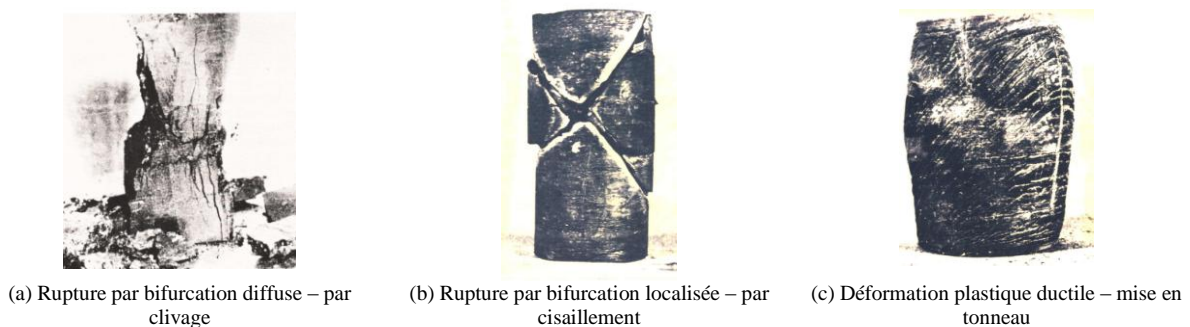


Figure 3.27 : Les différents modes de rupture en fonction du confinement (Laigle, 2004)

Le dernier mode de rupture (Figure 3.27c) n'en est pas réellement un puisque malgré le radoucissement, le matériau conserve sa cohésion et prend une forme de tonneau. Ce résultat s'obtient pour de forts confinements. Dans le cas de l'argilite du COx, Lenoir (2006) indique un passage du comportement fragile à un comportement ductile pour des confinements de l'ordre de 10 à 15 MPa.

La Figure 3.28 concernant un grès montre les mêmes modes de rupture liés à un changement du nombre et de l'orientation des fractures.

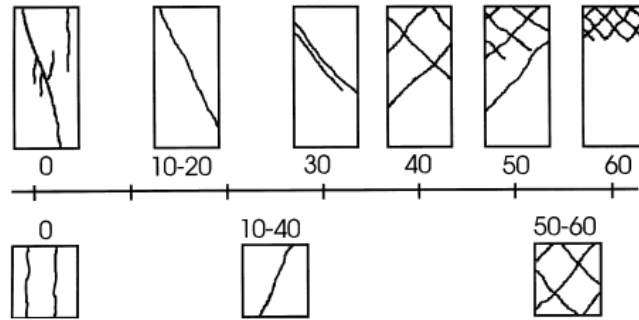


Figure 3.28 : Classification expérimentale des modes de ruptures en fonction du confinement (en MPa) pour un grès des Vosges (Bésuelle et al., 2000)

Pour simplifier, le comportement post-pic peut donc prendre deux orientations différentes selon l'état des contraintes : un radoucissement par bifurcation diffuse ou par bifurcation localisée.

Ces deux familles de comportement à la rupture sont à rapprocher du comportement à l'échelle de l'ouvrage décrit en Figure 3.2 par Vardoulakis (1988). Le mécanisme d'écaillage est à relier à la bifurcation diffuse, tandis que le *squeezing* (roches poussantes) dû à des phénomènes de cisaillement en paroi est à relier à la bifurcation localisée.

Cette distinction en deux domaines de contraintes est également à rapprocher de la séparation qui a été proposée lors de la description du comportement pré-pic. On a vu en effet que la limite de clivage sépare le plan des contraintes en deux domaines :

- pour de faibles confinements, des fissurations incontrôlé d'extension. Cela conduirait après le pic de contrainte à une bifurcation diffuse.
- pour de plus forts confinements, des fissurations limitées et contrôlées. Cela conduirait après le pic de contrainte à une bifurcation localisée.

Ce dernier point justifie le choix de Kleine de considérer la limite de clivage comme une seule et même limite, à la fois pour le comportement pré-pic et pour le comportement post-pic, et séparant à tout instant le plan des contraintes en deux domaines distincts.

3.2.2.2. Seuils de résistance « post-pic »

Nous résumons ci-après les idées retenues précédemment pour modéliser le comportement post-pic du modèle *L&K*. Dans l'espace des contraintes ($\sigma_{\min}; \sigma_{\max}$), lors de la phase de radoucissement post-pic à confinement constant, le comportement passe par trois états délimités par trois seuils de contraintes (Figure 3.29) :

- le seuil de pic défini en fin de phase pré-pic et correspondant à la résistance maximale du matériau. Les fissurations se développent toujours de façon incontrôlée. Il y a bifurcation diffuse du matériau.
- le seuil de clivage également défini en phase pré-pic et en dessous duquel les fissurations vont se limiter mais une localisation va apparaître.
- un seuil résiduel correspondant à la résistance du matériau à l'état ultime.

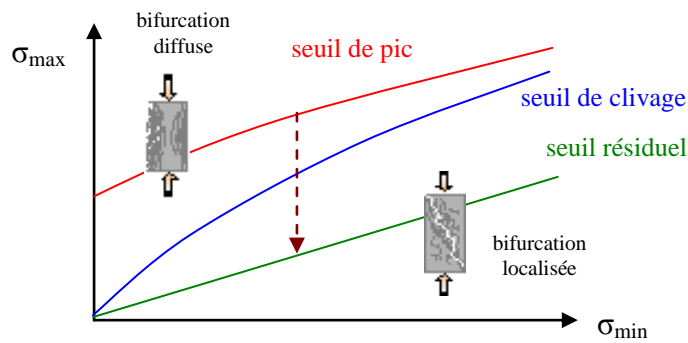


Figure 3.29 : Les différents seuils et domaines du comportement post-pic dans le plan des contraintes principales et exemple de radoucissement à confinement constant

Les comportements pré- et post-pic ont successivement été décrit en termes d'évolution de la contrainte et de la déformation axiale. En revanche, nous avons abordé à plusieurs reprises le comportement volumique du matériau sans le décrire réellement. C'est ce que nous allons voir au paragraphe suivant avec notamment le suivi de l'évolution de la dilatance.

3.2.3 Comportement volumique et dilatance

Les paragraphes précédents nous ont montré que le comportement général du matériau lors d'une sollicitation était fortement dépendant de son comportement volumique, en particulier lors de couplages hydromécaniques. Nous allons montrer ici comment cette déformation volumique est prise en compte et comment elle évolue à travers l'évolution de la dilatance.

3.2.3.1. Lois d'écoulement non associées

De nombreuses lois de comportement usuelles dans l'ingénierie présentent des difficultés lors de la modélisation de couplage HM. A titre d'exemple, considérons le modèle de Drucker-Prager tel qu'il est implémenté dans Code_Aster. En mécanique, on a bien un modèle plastique radoucissant, mais lorsqu'on effectue un calcul couplé avec le même modèle en conditions non drainées, on observe le phénomène présenté en Figure 3.30 : il n'y a plus le radoucissement pourtant observé expérimentalement lors d'essais non drainés (Figure 3.6 et suivantes). Deux phénomènes peuvent justifier une telle absence de radoucissement lors des modélisations :

- le modèle est saturé en eau : une désaturation permettrait une baisse de la contrainte. Mais on souhaite mener l'étude en conditions saturées.
- la dilatance du matériau est maintenue constante : au delà d'une certaine déformation, ce n'est plus physique. En réalité, la dilatance tend à s'annuler.

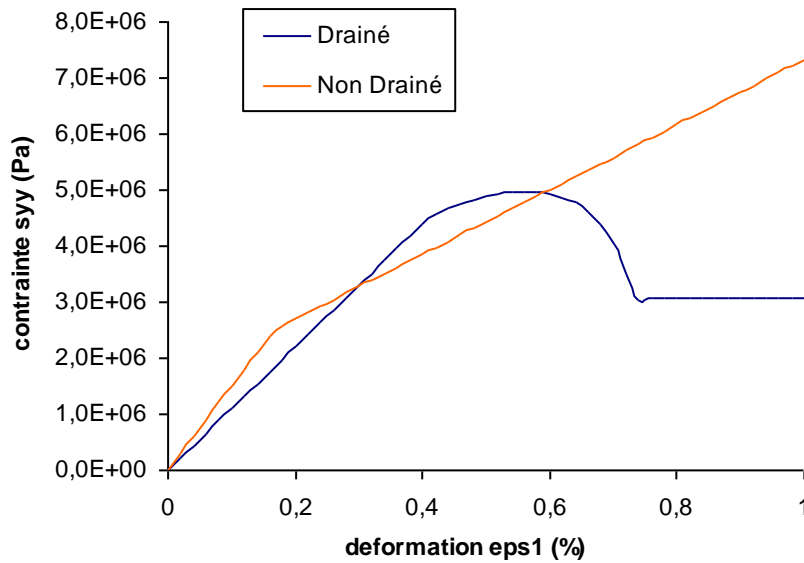


Figure 3.30 : Essais biaxiaux avec le modèle associé de Drucker-Prager en conditions drainées et non drainées

Une dilatance définie comme constante est à relier au caractère associé de la loi d'écoulement.

Pour comprendre ce que signifie le terme « associé », il faut revenir à la définition de la loi d'écoulement plastique, autrement appelée règle de normalité, qui gère la partie plastique de la déformation :

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.3)$$

A l'image du critère de rupture F, le potentiel plastique G peut s'exprimer de différentes manières, comme par exemple en terme d'invariants de contraintes. On dit que la loi d'écoulement plastique est associée lorsque les fonctions F et G coïncident.

On a alors :

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.4)$$

Mais pour la plupart des géomatériaux, il n'est pas physique de faire coïncider F et G. Il est alors nécessaire de définir une loi d'écoulement G spécifique. Cela complique l'étude puisqu'il faut déterminer de nouveaux paramètres pour les matériaux. Le principal phénomène physique lié à cette problématique est celui de la dilatance, c'est pourquoi la loi d'écoulement plastique est fréquemment appelée loi de dilatance, même si la dilatance n'intervient pas seule comme nous le verrons par la suite.

La conclusion de cette étude est qu'il est nécessaire de prendre en compte une loi d'écoulement plastique non associée à la loi de comportement. On va donc s'intéresser dans la suite à des lois non associées. Pour simplifier les calculs, on modélise un essai triaxial simple sur une maille. La déformation imposée est de 20%. La valeur du pic de contrainte va

bien entendu varier en fonction de la pression de confinement mais le raisonnement reste le même. On se place arbitrairement à une pression de confinement de 8 MPa.

Pour montrer l'influence du caractère non associé, les Figures 3.31 et 3.32 comparent la simulation de plusieurs lois de comportement :

- la loi de Drücker-Prager radoucissante identique à celle utilisée précédemment, avec une dilatance constante,
- la loi de Drücker-Prager radoucissante non associée, avec une dilatance qui diminue après le pic de contrainte et s'annule à l'état ultime,
- la loi de Laigle (Fernandes, 2011b) qui comporte une loi de dilatance propre, donc non associée, similaire au modèle *L&K*, avec une loi de dilatance plus complexe (détaillée par la suite).

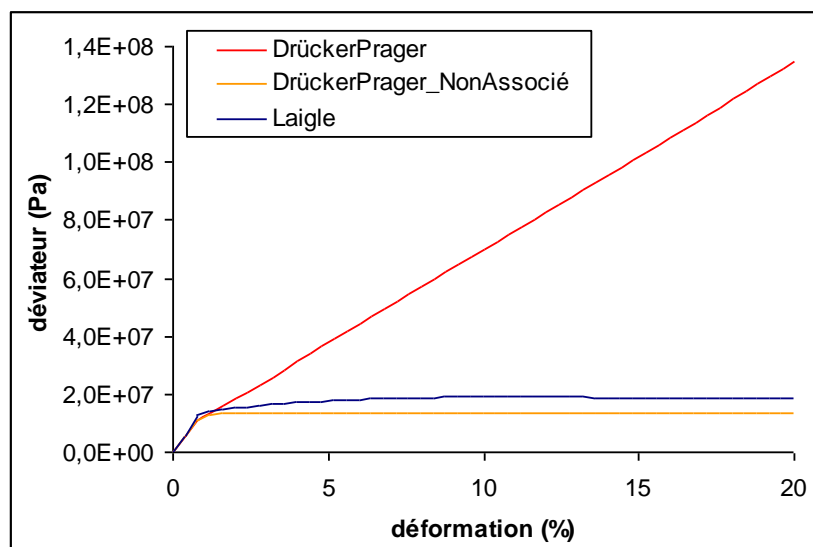


Figure 3.31 : Comparaison de différentes lois de comportement sur un essai triaxial non drainé

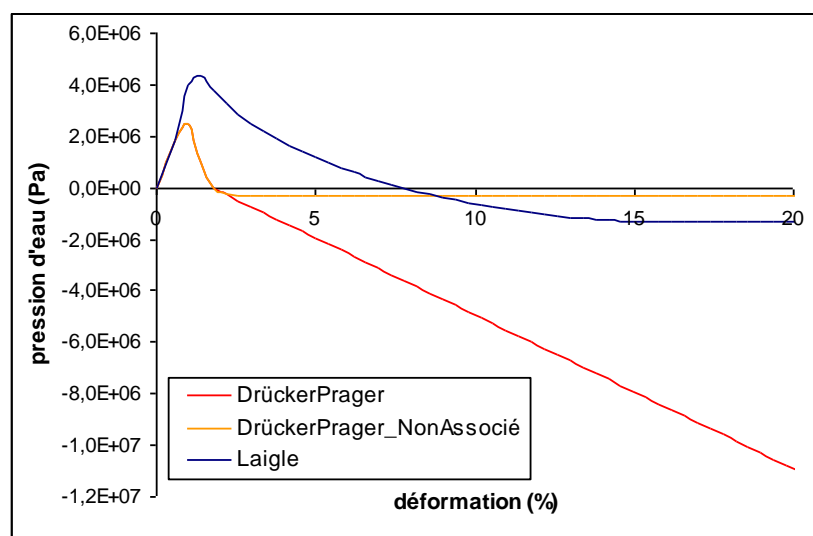


Figure 3.32 : Evolution des pressions d'eau pour différentes lois de comportement (essai non drainé)

On voit bien sur la figure précédente l'influence de la loi de dilatance. Pour la loi de comportement de Drücker-Prager associée, la dilatance garde une valeur maximale constante pendant toute la durée de l'essai, ce qui entraîne une déformation volumique continue, et donc une évolution continue des pressions d'eau vers des valeurs toujours plus négatives. Cette évolution n'a évidemment à terme aucun sens physique. Pour la loi de comportement de Drücker-Prager non associée, la dilatance devient nulle à l'état résiduel : il n'y a pas de déformation volumique due à la dilatance, donc la pression d'eau reste constante. Bien qu'il s'agisse d'une comparaison purement théorique (les critères de rupture ne sont pas cohérents), la loi de Laigle nous amène à la même conclusion, pour une loi de dilatance différente.

3.2.3.2. Evolution de la dilatance

Au moment des travaux de Laigle (2004), comme il le mentionne d'ailleurs dans sa thèse, il n'y avait que peu d'études disponibles dans la littérature traitant du rôle de la dilatance et surtout d'une loi de dilatance spécifique. Les travaux suivants menés par Giraud et al. (2002) s'intéressent à la simulation numérique d'essais non drainés sur l'argilite du COx avec un modèle de comportement de type Mohr-Coulomb non associé avec radoucissement.

La Figure 3.33 qui suit montre l'effet de la dilatance sur le comportement post-pic pour des essais en extension et en compression non drainés. La loi de dilatance se borne ici à la définition d'une dilatance constante en cours d'essai. Plus la dilatance augmente et moins le comportement post-pic est radoucissant.

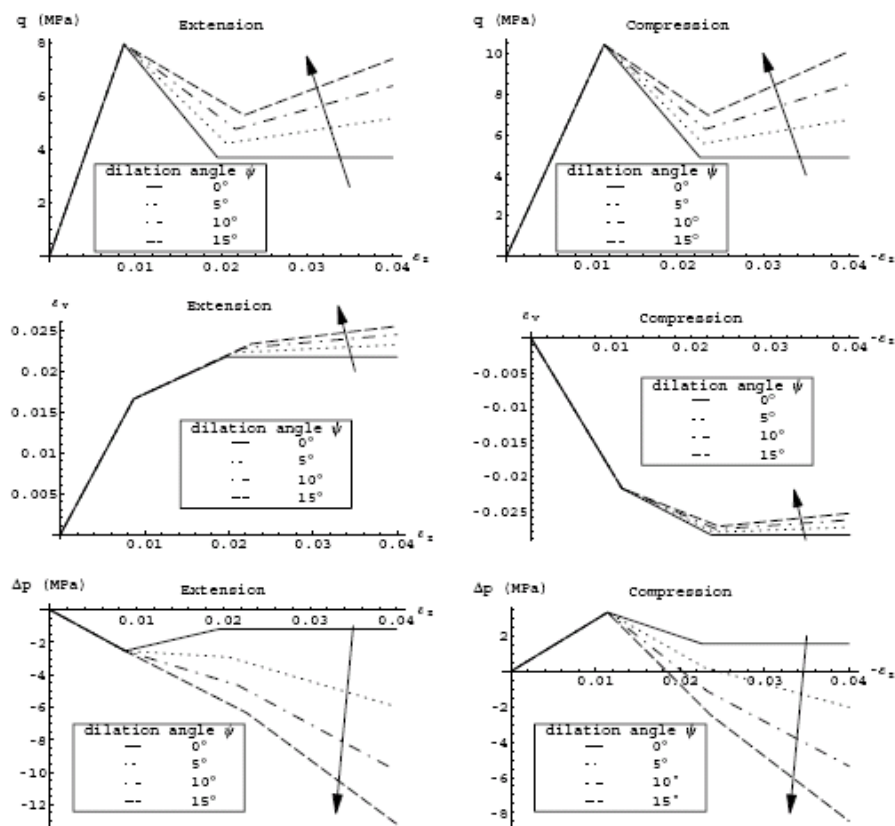


Figure 3.33 : Effet de la dilatance sur un essai non drainé sur argilite (modèle MC non associé radoucissant) (Giraud et al., 2002)

D'un point de vue volumique, l'augmentation de la dilatance entraîne une augmentation de volume relative, qui entraîne une chute plus importante des pressions d'eau.

En réalité, les données expérimentales d'ordre qualitative sur plusieurs familles de roches (Laigle, 2004) montrent que cette dilatance va rapidement croître, en tout cas dès que le seuil d'endommagement est franchi, et atteindre sa valeur maximale lorsqu'une discontinuité se crée au sein de la roche. La dilatance va ensuite progressivement décroître jusqu'à s'annuler pour de grandes déformations. La Figure 3.34 vient illustrer cette description pour des calcaires et complète nos connaissances en montrant l'effet du confinement sur l'évolution de la dilatance (Zhao et al, 2010a).

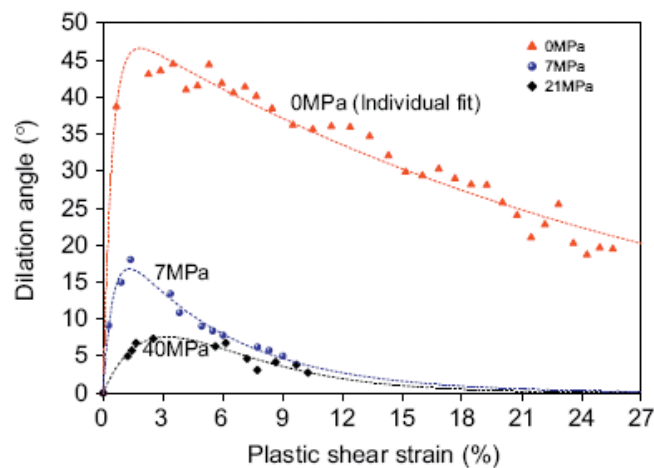


Figure 3.34 : Mesures et modélisation de la dilatance en fonction de la déformation pour différents confinements sur un calcaire (Zhao et al., 2010a)

Pour de faibles confinements, le pic de dilatance est très élevé et s'obtient pour des déformations faibles. Ce pic de dilatance diminue très rapidement lorsque la pression de confinement augmente et il est obtenu pour des déformations légèrement plus importantes.

3.2.3.3. Etude phénoménologique du radoucissement post-pic et dilatance

On a vu dans les paragraphes précédents que le radoucissement du matériau correspond au cas où une augmentation de la déformation est associée à une diminution de la résistance, et que cette réduction de la résistance, en phase post-pic, est due à une microfissuration avancée au sein de l'échantillon. L'objectif de ce paragraphe est de décrire plus finement l'évolution de grandeurs caractéristiques du matériau en vue de la modélisation.

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) puis Kleine (2007a). Ces derniers résultent d'une approche pédagogique formalisant les concepts développés par Biarez (1994).

Le modèle proposé par Diederichs (1999) et repris par Kleine est basé sur la théorie des milieux granulaires. 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. Notons que cette théorie est parfaitement compatible avec la théorie des milieux poreux en considérant le squelette comme une association de grains et de colle (Figure 3.35).

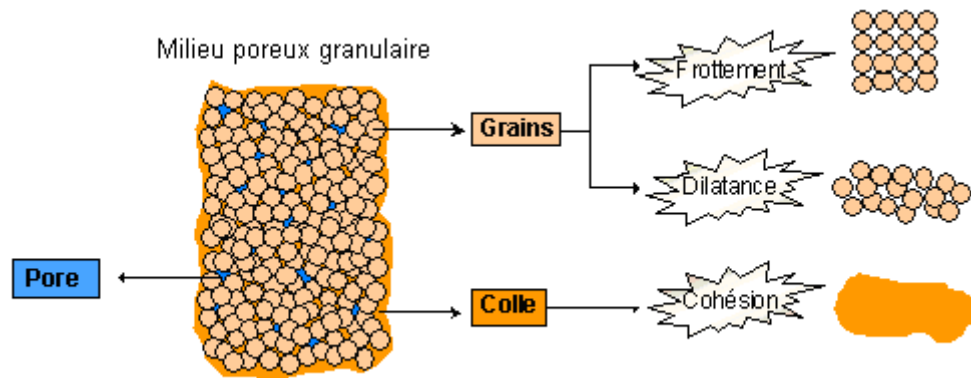


Figure 3.35 : Modélisation d'un milieu poreux granulaire (modifié de Kleine, 2007a)

Du fait de leur structure, les argilites ne peuvent pas être modélisées par un milieu granulaire au sens strict comme présenté sur la Figure 3.35. L'argilite est en fait un assemblage de feuillets disposés de façon plus ou moins organisée. Toutefois, comme dans le modèle par grains, les mêmes grandeurs liées au squelette sont retrouvées : le frottement, qui correspond au contact entre les feuillets ; la dilatance, qui correspond à leur enchevêtrement ; et la cohésion représentant la colle qui les lie entre eux. La partie poreuse est quant à elle séparée en deux domaines : un domaine « d'eau libre », correspondant au vrai pore au sens de la théorie des milieux poreux, et un domaine « d'eau liée », où l'eau ne bouge pas et assure une résistance supplémentaire au squelette.

La Figure 3.36 présente l'organisation de la porosité dans les argilites à différentes échelles. En dehors de la macroporosité assurée par les impuretés (grains de Quartz et clastes), la mésoporosité qui nous intéresse (cadre en haut à droite) montre bien cette distinction « eau libre – eau liée ».

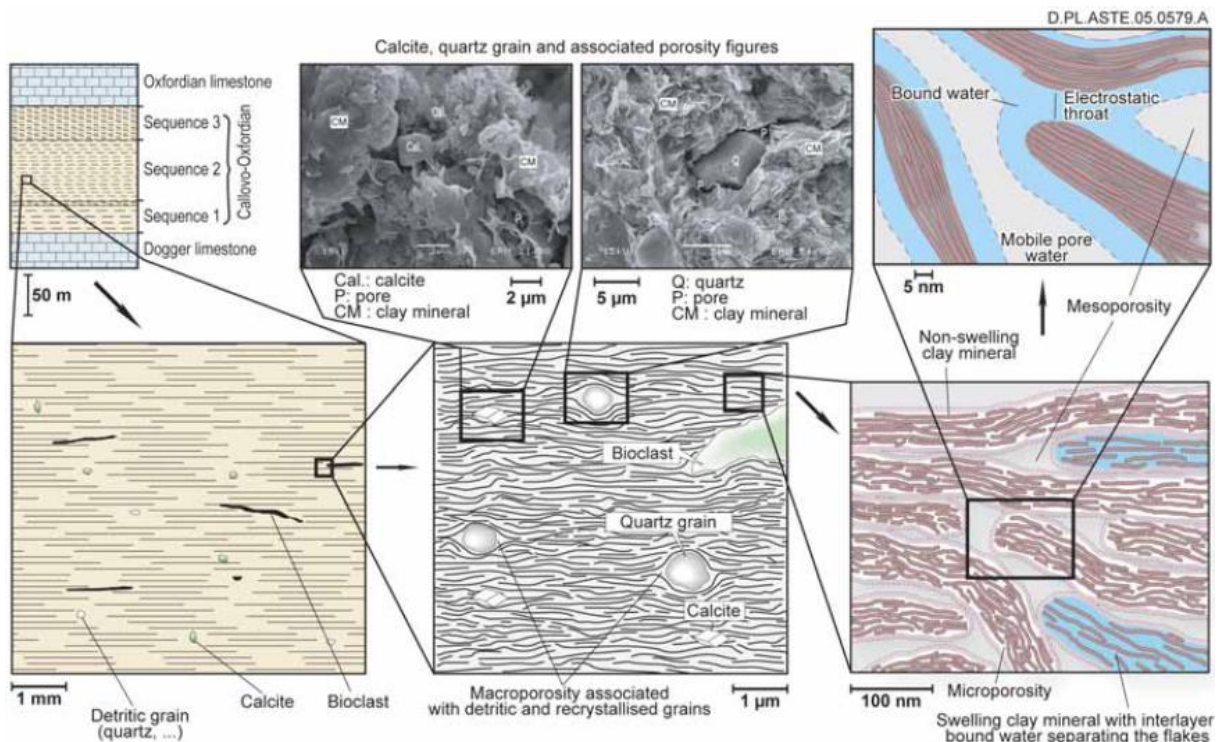


Figure 3.36 : Organisation de la porosité dans les argilites à différentes échelles (Yven et al., 2007)

La modélisation choisie pour le modèle *L&K* basée sur l'évolution des composantes de frottement, de cohésion et de dilatance est donc compatible avec l'organisation structurale de l'argilite, ainsi qu'avec la théorie des milieux poreux.

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 dilatance augmente progressivement par l'accroissement des vides. Toutefois, la dégradation de cette colle débute en phase pré-pic avec le développement de la fissuration.
- Une fois que le matériau a perdu toute sa cohésion, que le squelette solide s'est rompu, il y a création d'un joint rugueux (avec indentations). La dilatance, induite par les indentations, est alors maximale.
- Le comportement est alors entièrement régi 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 dilatance. 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 dilatance a disparu.

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 :

$$\tau = \sigma_n \tan(\Phi) + C \quad (3.5)$$

où 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) propose de décomposer l'angle de frottement Φ 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 précédente peut se mettre sous la forme : $\tau = \sigma_n \tan(\psi + \Phi_{res}) + C$ (3.6)

Par ailleurs, si γ désigne la variable d'érouissage (traduisant 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 finale devient :

$$\tau = \sigma_n \tan(\psi(\gamma ; \sigma) + \Phi_{res}) + C(\gamma ; \sigma) \quad (3.7)$$

Les évolutions qualitatives post-pic des différentes grandeurs étudiées pour le modèle *L&K* sont décrites sur la Figure 3.37.

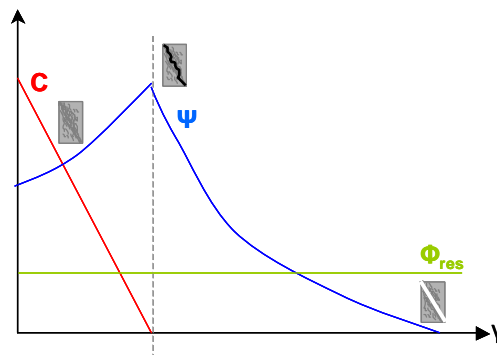


Figure 3.37 : Evolution qualitative des grandeurs caractéristiques en phase post-pic (Kleine, 2007a)

Le pic de dilatance identifié (associé à l'annulation de la cohésion), il reste à définir dans le plan des contraintes principales l'ensemble des états de contraintes limites correspondant à ce pic formant un seuil caractéristique de la dilatance.

3.2.3.4. Bilan du 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 (régime contractant) et un domaine où le volume augmente (régime dilatant).

Le comportement volumique est piloté par l'évolution de la dilatance, elle-même contrôlée par l'évolution des fissures axiales ouvertes (fissurations d'extension). D'après les arguments théoriques sur le comportement pré-pic présentés en (3.2.1), c'est l'existence de tractions locales qui induit le développement de ces fissurations d'extension. Une augmentation de volume ne peut donc avoir lieu que si des tractions locales sont apparues. La Figure 3.26 nous indique qu'il faut pour cela se situer au dessus du seuil de clivage dans le plan des contraintes principales.

Pour être précis, il faut ajouter que pour de faibles confinements, les tractions locales ne sont pas suffisantes pour générer des fissurations d'extension et avoir de la dilataance. Pour cela, il est nécessaire que le mécanisme de fissuration soit enclenché, ce qui impose d'être au dessus du seuil d'endommagement.

Le seuil caractéristique est donc un seuil par morceaux correspondant :

- au seuil d'endommagement pour de faibles confinements,
- au seuil de clivage pour de forts confinements.

Pour des raisons numériques que l'on détaillera au chapitre 4, le seuil a été linéarisé en un seul morceau que l'on peut voir dans le plan $(\sigma_{\min}; \sigma_{\max})$ sur la Figure 3.38.

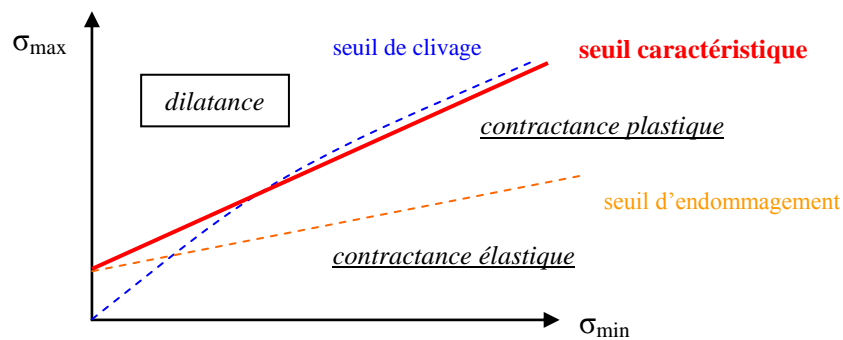


Figure 3.38 : Définition du seuil caractéristique linéarisé et les domaines dilatants et contractants associés

La figure suivante montre, dans un cas particulier, l'évolution de l'angle de dilataance en fonction de la déformation axiale et de la pression de confinement pour un chargement triaxial modélisé avec le modèle de Laigle. On rappelle que ce modèle présente la même loi de dilataance que le modèle *L&K*.

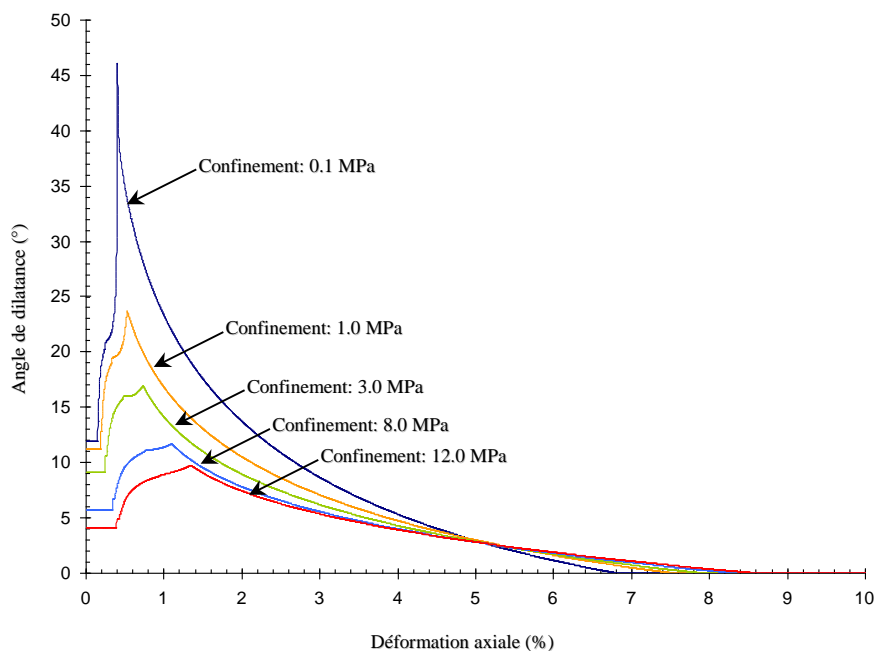


Figure 3.39 : Evolution de la dilataance en fonction de la déformation axiale pour différentes contraintes de confinement – modèle de Laigle (Laigle, 2004)

Sur ces courbes, on retrouve un angle de dilatance qui augmente avec le confinement initial, ainsi que les deux phases d'évolution de la dilatance identifiées précédemment (Figure 3.34) :

- une phase d'augmentation de l'angle de dilatance qui se poursuit au delà du pic de contrainte jusqu'au pic de dilatance de façon d'autant plus importante que le confinement est faible.
- une phase de diminution de l'angle de dilatance qui finit par s'annuler quel que soit le confinement.

On peut conclure sur la déformation volumique en distinguant l'évolution de l'angle de dilatance pour les deux comportements pré-pic et post-pic. L'influence de l'état des contraintes est prise en compte à travers la limite de dilatance :

- en pré-pic : le volume commence par diminuer, le comportement est contractant. Une fois la limite de dilatance atteinte, le comportement devient dilatant.
- en post-pic : le volume augmente d'abord fortement et de plus en plus jusqu'à atteindre le pic de dilatance. Ce pic est atteint lorsque le radoucissement franchit la limite de dilatance. Une fois cette limite franchie, la dilatance diminue jusqu'à s'annuler pour de grandes déformations.

3.2.4 Bilan du comportement élastoplastique instantané

Le cadre théorique du comportement instantané du modèle *L&K* a maintenant été décrit. Un rappel général des différents seuils et de l'évolution de la surface de charge à travers ces seuils est résumé dans ce paragraphe.

Le mécanisme élastoplastique traduit la fissuration puis la fracturation du matériau correspondant aux comportements pré- et post-pic. Ce mécanisme est régi par l'évolution de la surface de charge à travers les différents seuils présentés précédemment. La surface de charge est la surface qui évolue par écrouissage avec le point de charge. Cet écrouissage peut être positif ou négatif selon que la surface s'agrandit ou se réduit, et correspond respectivement aux phases pré- et post-pic du comportement. L'écrouissage négatif est aussi appelé radoucissement. La Figure 3.40 décrit l'évolution de la surface de charge projetée dans le plan des contraintes principales.

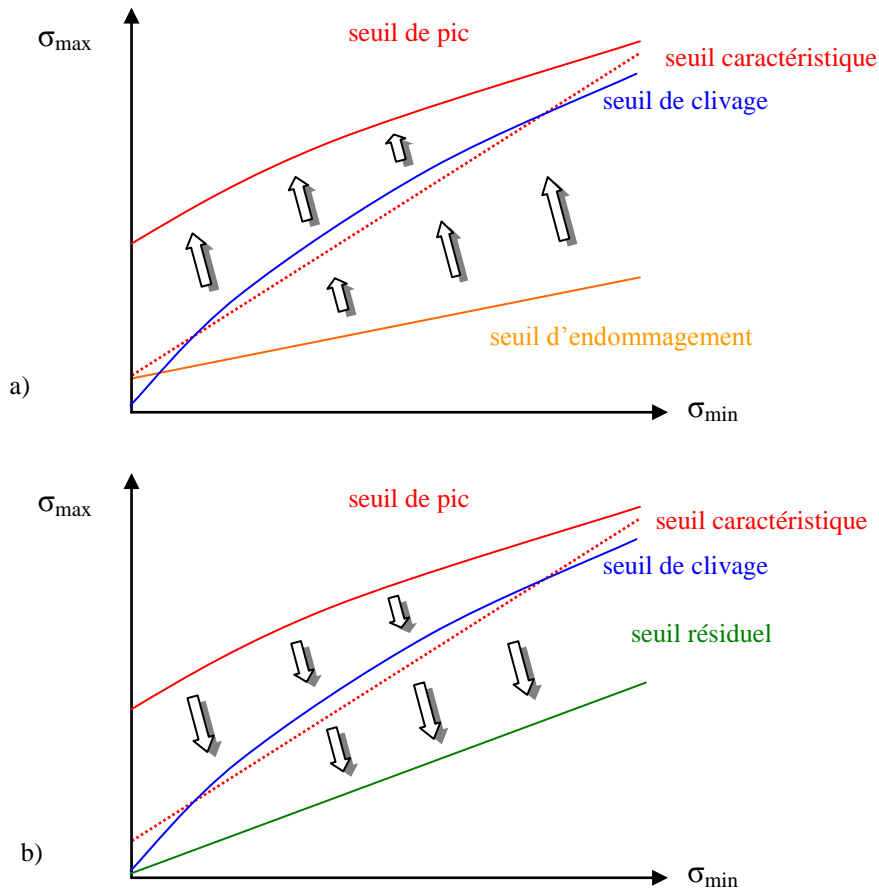


Figure 3.40 : Evolution de la surface de charge du mécanisme élastoplastique du modèle *L&K* sous Code_Aster : a) pré-pic ; b) post-pic

3.3 Comportement à long terme et viscosité

Après avoir décrits le comportement instantané, le deuxième objectif du modèle *L&K* est de prendre en compte le comportement différé ou visqueux, c'est-à-dire l'effet du temps sur la réponse de la roche lors d'une sollicitation mécanique. Même si des couplages sont possibles et existent, ces effets apparaissent indépendamment du comportement élastoplastique décrit précédemment, et indépendamment des phénomènes hydromécaniques.

On a vu au début de ce chapitre que tous les géomatériaux sont susceptibles de développer un tel comportement à l'échelle macroscopique, mais l'amplitude des déformations générées peut être plus ou moins grande selon la lithologie, les conditions de températures, la présence d'eau interstitielle, mais surtout l'état des contraintes.

3.3.1.1. Notion de résistance à long terme

La résistance à la compression de la roche est une première information importante pour décrire le comportement différé. Elle permet de connaître l'aptitude de la roche à enclencher un phénomène de fluage. De la même façon qu'on peut définir un seuil d'entrée en plasticité du matériau, on peut également définir un seuil d'entrée en viscoplasticité. Devant les incertitudes quant à la définition de ce seuil, et même si certains auteurs affirment qu'il n'y a pas de seuil initial de viscoplasticité (cf. paragraphe 3.1.3.1), le modèle *L&K* considère par souci de simplicité numérique que le seuil d'endommagement viscoplastique est confondu avec le seuil d'endommagement plastique.

La seconde information spécifique au comportement différé est la notion de résistance à long terme. La définition de cette résistance ne fait pas l'objet d'un consensus, mais le seuil de résistance à long terme peut être défini comme la limite de contrainte à sollicitation mécanique constante entre un domaine où la rupture de la roche n'aura pas lieu (pas de fluage, fluage primaire ou secondaire), et un domaine où la roche est conduite inexorablement à la rupture par fluage tertiaire.

A faibles confinements, Aubertin (2000) propose d'abord le seuil d'endommagement plastique comme seuil de résistance à long terme. Pour de plus forts confinements, Kleine (2007a) propose que « seul le mécanisme de traction local est susceptible de générer une évolution à long terme », ce qui revient à assimiler le seuil résistance à long terme au seuil de clivage pour des confinements élevés. La Figure 3.41 montre la description proposée pour ce seuil par Kaiser (2010). Le seuil de résistance à long terme est défini par le seuil d'endommagement pour les faibles confinements, par la limite de clivage au sens de la Figure 3.24 pour des confinements intermédiaires, et au seuil de pic pour de forts confinements. Cette description correspond parfaitement aux choix faits pour le modèle *L&K* résumés dans le plan des contraintes principales sur la Figure 3.42.

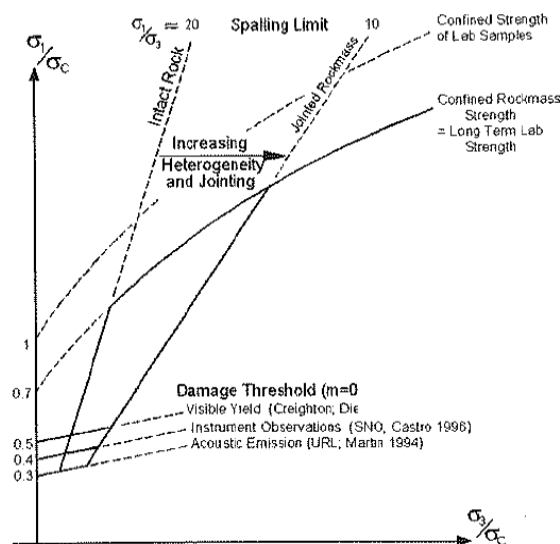


Figure 3.41 : Description du seuil de résistance à long terme par Kaiser (2010)

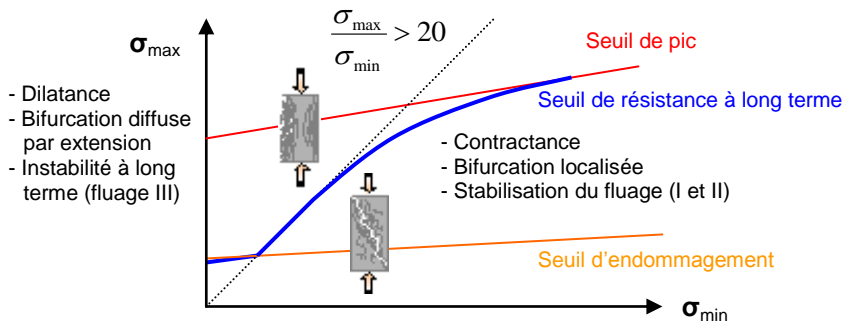


Figure 3.42 : Définition du seuil de résistance à long terme pour le modèle *L&K*

Le seuil de résistance à long terme est donc une association du seuil d'endommagement et du seuil de clivage, ce qui l'assimilerait au seuil caractéristique défini au paragraphe 3.2.3.4. Le comportement volumique serait donc intimement lié au comportement différé des géomatériaux. Aubertin (2000) a par ailleurs conseillé pour de forts confinements de prendre également comme seuil de résistance à long terme le seuil caractéristique d'apparition de la dilatance.

La Figure 3.43 (Kaiser, 2010) propose de visualiser dans le plan des contraintes principales un exemple de variations de résistance au cours d'une excavation. Les différents seuils de résistance présentés correspondent à différents niveaux de fracturation initiale. Sur ce cas, on voit que la zone de forte variabilité de la résistance est comprise entre 0 et 15 MPa de confinement. Au delà d'un demi rayon de la paroi, la résistance de la roche à long terme se rapproche de la résistance de pic et le risque de fracturation et de forte déformation volumique diminue.

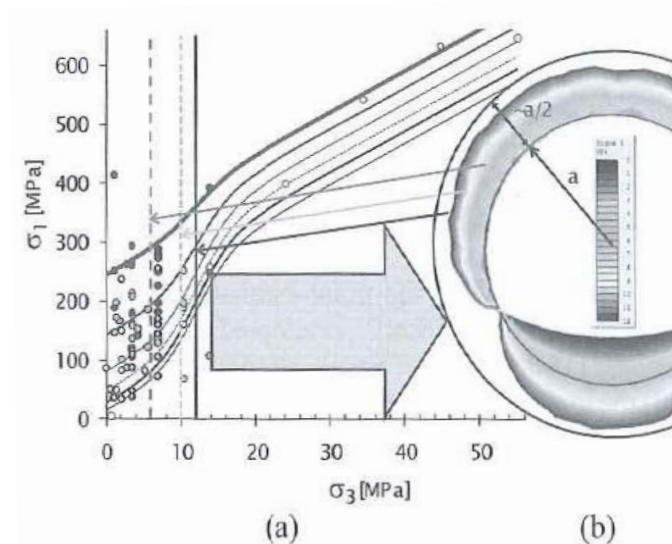


Figure 3.43 : Variation de la résistance de la roche autour d'un cas d'excavation (Kaiser, 2010)

3.3.1.2.Mécanisme viscoplastique

Le mécanisme viscoplastique correspond à l'érouissage positif de la surface viscoplastique entre le seuil d'endommagement viscoplastique (assimilé au seuil d'endommagement plastique) et le seuil viscoplastique maximal (assimilé au seuil caractéristique). La Figure 3.44 montre l'évolution de la courbe de résistance à long terme avec l'endommagement selon Diederichs (2010).

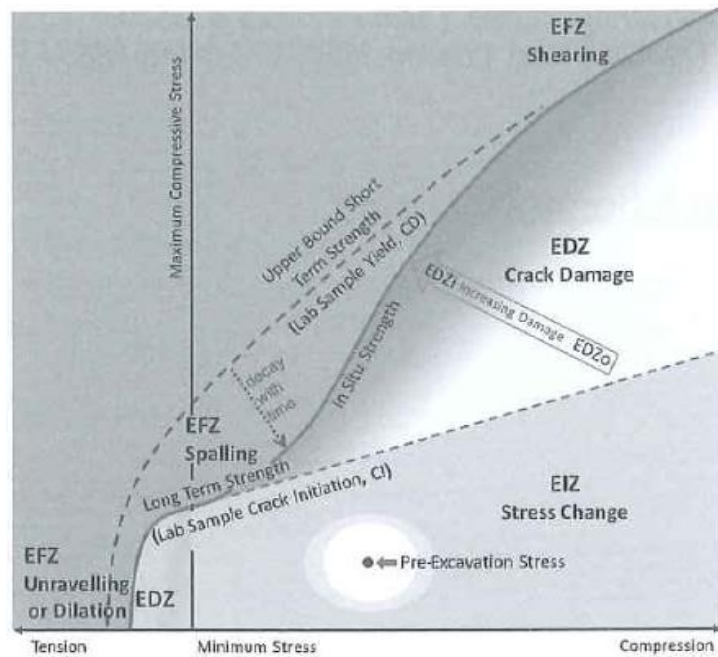


Figure 3.44 : Domaines définis par Diederichs (2010) : EIZ=Excavation Influence Zone ; EDZ=Excavation Damage Zone ; EFZ=Excavation Fracture Zone

De la même façon que pour le seuil caractéristique, l'intégration du modèle *L&K* dans Code_Aster a conduit à linéariser ce seuil que l'on appellera seuil viscoplastique maximal. La Figure 3.45 illustre ce mécanisme dans le plan des contraintes principales.

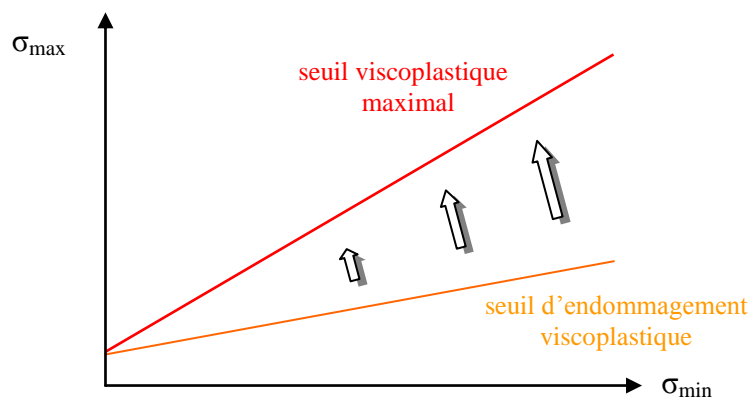


Figure 3.45 : Seuil viscoplastique maximal et comportement volumique

Par souci de simplicité, les seuils d'endommagement plastique et viscoplastique choisis similaires dans le modèle *L&K* formeront un seul et même seuil appelé seuil d'endommagement. De la même façon et pour les mêmes raisons, le seuil caractéristique et le seuil viscoplastique maximal vont former un seul et même seuil pour lequel on conservera l'appellation de seuil viscoplastique maximal.

3.4 Couplage des mécanismes

Dans la version initiale du modèle *L&K*, il existe trois mécanismes distincts :

- un mécanisme élastoplastique pré-pic, régi par un écrouissage positif,
- un mécanisme viscoplastique également régi par un écrouissage positif,
- un mécanisme élastoplastique post-pic, régi par un écrouissage négatif.

La partition du modèle en trois mécanismes a été envisagée afin de modéliser la dégradation des propriétés mécaniques « intrinsèques » de la roche dès qu'elle commence à dilater. D'un point de vue conceptuel, il s'agit d'un écrouissage négatif du seuil de résistance « intrinsèque » vers le seuil de pic en phase pré-pic dilatante. Cette notion a été estimée sujette à compliquer l'intégration numérique du modèle *L&K* dans Code_Aster de par son approche implicite. En conséquence, le seuil de résistance intrinsèque a été supprimé et les deux mécanismes élastoplastiques ne font plus qu'un. La version simplifiée est donc restreinte à un modèle élastoplastique couplé à un mécanisme viscoplastique. Cette modification ne devrait pas avoir de conséquences sur les résultats des simulations mais elle corrompt en toute rigueur les concepts micromécaniques ayant servi à la justification physique du modèle.

Le couplage des deux mécanismes consiste à prendre en compte physiquement la fissuration différée dans l'étude de la fissuration totale. Pour cela, un paramètre d'écrouissage viscoplastique qui gère l'avancement de la fissuration différée (surface viscoplastique) va être ajouté à un paramètre d'écrouissage qui gère l'avancement de la seule fissuration instantanée. Le tout va donner l'avancement de la fissuration totale à l'instant considéré et faire ainsi évoluer la surface de charge.

3.5 Bilan sur le modèle *L&K*

Le modèle *L&K* décrit au cours de ce chapitre est un modèle bien adapté à la modélisation des géomatériaux, et en particulier concernant leur comportement volumique pouvant être fortement dilatant. Il présente l'avantage d'associer un mécanisme gérant le comportement volumique des roches et un mécanisme gérant leur comportement différé. La contrepartie est un grand nombre de seuils et donc de paramètres à définir par l'utilisateur.

3.5.1 Spécificités sous Code_Aster

Le modèle *L&K* a été initialement développé en langage C++ dans le cadre du logiciel FLAC par Kleine (2007a). La transposition du modèle sous Code_Aster a nécessité quelques adaptations numériques justifiées physiquement pour assurer la cohérence du modèle.

Les principales modifications entre le modèle Code_Aster et le modèle original sont :

- deux mécanismes au lieu de trois, grâce à la réunion des deux surfaces de charges pré- et post-pic en une seule surface de charge s'écroutissant positivement puis négativement.
- la disparition du seuil intrinsèque, également lié à la réunion des deux surfaces de charge. A l'origine, le seuil intrinsèque permettait de contrôler l'évolution de la surface de charge post-pic pendant la phase pré-pic. La suppression des deux surfaces de charge rend ce seuil inutile.
- la linéarisation du seuil viscoplastique maximal (et donc du seuil caractéristique qui lui est associé). La définition par morceaux de ce seuil aurait posé des problèmes numériques. Kleine (2007c) justifie la continuité de la représentativité physique de cette modification.

3.5.2 Limitations du modèle L&K

Le modèle *L&K* présente deux limitations importantes liées à son domaine de validité. Il s'agit d'une part du domaine des tractions, où la pression de confinement est négative et qui peut être mal interprétée par le modèle. De toute manière, les tractions sont très mal supportées par des matériaux tels que l'argilite. L'autre limitation est d'autre part le domaine des forts confinements, au-delà de la pression de confinement correspondant à l'intersection des seuils de pic et de clivage (contrainte appelée σ_{pt1} comme on le verra au chapitre suivant). Le domaine de validité du modèle *L&K* s'étend donc dans les pressions de confinement comprises entre 0 et σ_{pt1} (Figure 3.46), ce qui couvre l'essentiel des états de contraintes observés *in situ*.

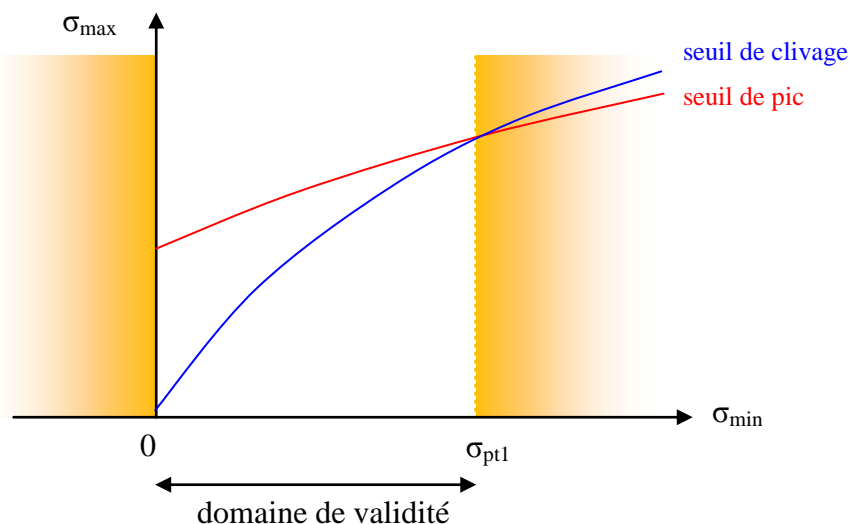


Figure 3.46 : Domaine de validité du modèle *L&K* dans le plan des contraintes principales

Maintenant que les bases physiques ainsi que les concepts du modèle *L&K* ont été abordées, le chapitre suivant va présenter les équations essentielles du modèle, puis les simulations d'essais permettant de caler ses paramètres, en particulier dans le cas des modélisations hydromécaniques.

4 Modèle de comportement élastoviscoplastique *L&K* et couplage hydromécanique

4.1	Formulation du modèle <i>L&K</i>	96
4.1.1	Décomposition du tenseur des déformations	96
4.1.1.1.	Mécanisme poroélastique	96
4.1.1.2.	Mécanisme élastoplastique	97
4.1.1.3.	Mécanisme viscoplastique	99
4.1.2	Expression des critères	99
4.1.2.1.	Expression générale	99
4.1.2.2.	Lois d'écrouissage	101
4.1.3	Lois d'écoulement et lois de dilatance	103
4.1.4	Couplage des mécanismes	104
4.1.5	Intégration dans Code_Aster	105
4.1.5.1.	Variables internes	105
4.1.5.2.	Algorithme de résolution	105
4.2	Les paramètres du modèle <i>L&K</i>	107
4.2.1	Résumé des paramètres du modèle <i>L&K</i>	107
4.2.2	Démarche d'identification des paramètres du modèle <i>L&K</i>	108
4.3	Recensement des données expérimentales	109
4.3.1	Les paramètres élastiques	109
4.3.2	Les paramètres hydrauliques et de couplage hydromécanique	109
4.3.3	Les paramètres des seuils de résistance	111
4.3.3.1.	Le seuil de pic	111
4.3.3.2.	Le seuil élastique initial	112
4.3.3.3.	Le seuil résiduel	112
4.4	Ajustement à partir des données d'entrée	112
4.4.1	La limite de clivage	112
4.4.2	Le seuil viscoplastique maximal	113
4.4.3	La loi de dilatance post-pic	114
4.4.4	Paramètre d'extension et vérification de la convexité des seuils	115
4.5	Calage du modèle <i>L&K</i> sur essais de laboratoire	115
4.5.1	Essais de laboratoire disponibles	115
4.5.2	Calage des paramètres sur essais triaxiaux instantanés	116
4.5.2.1.	Simulation d'un essai triaxial non drainé	116
4.5.2.2.	Calage des paramètres de la loi de dilatance	117
4.5.2.3.	Calage des niveaux et paramètres d'écrouissage	117
4.5.2.4.	Simulation d'essais pour l'argilite du COx	117
4.5.3	Calage sur essais d'extension	120
4.5.4	Calage des paramètres viscoplastiques sur essais de fluage	123
4.5.5	Bilan des paramètres du modèle <i>L&K</i> après calage	124

Les principes physiques décrits au chapitre précédent ont permis d'établir les concepts de base du modèle *L&K*. Ce chapitre vise dans un premier temps à détailler le modèle tel qu'il est implémenté dans Code_Aster, puis à proposer dans un second temps une démarche d'identification des paramètres du modèle, à travers notamment des calages théoriques ou expérimentaux, dans le cas particulier d'un calcul couplé hydromécanique.

4.1 Formulation du modèle *L&K*

On a vu que le modèle *L&K* présente deux grandes spécificités : d'abord il distingue et couple un mécanisme élastoplastique et un mécanisme viscoplastique, et ensuite il rend possible le contrôle des déformations volumiques via une loi de dilatance spécifique. Les justifications physiques présentées au chapitre précédent conduisent à considérer le seuil viscoplastique maximal comme un seuil clé du modèle : il est à la fois une limite volumique entre un champ contractant et un champ dilatant, et à la fois une limite visqueuse au delà de laquelle les déformations à long terme conduisent inexorablement à la rupture.

Le but de ce paragraphe est de présenter les équations du modèle et les spécificités liées à son implémentation dans Code_Aster.

4.1.1 Décomposition du tenseur des déformations

Le modèle *L&K* s'inscrit dans le cadre des milieux cohérents. Le massif rocheux est assimilé à un milieu continu. Les petites déformations sont supposées suffisantes pour décrire le comportement de l'argilite du COx, ce qui permet de considérer l'additivité du tenseur du taux de déformation $\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}$ tel que :

$$\underline{\underline{\dot{\epsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^e + \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^{ep} + \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^{vp} \quad (3.8)$$

Dans cette équation, $\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^e$ est le taux de déformation élastique, $\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^{ep}$ le taux de déformation plastique instantanée et $\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^{vp}$ le taux de déformation viscoplastique. Dans de nombreux cas, le comportement instantané est découplé du comportement différé, ce qui est souvent justifié par des considérations pratiques (on peut citer notamment le modèle de Lemaitre (1984) ou de Zhou et al. (2008)). La particularité du modèle *L&K* est de décrire au sein d'un seul et même modèle les comportements instantanés et différés.

4.1.1.1. Mécanisme poroélastique

En élasticité classique, la relation entre le taux de déformation et le taux de contrainte s'écrit :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^e = \frac{1+\nu}{E} \dot{\sigma}_{ij} - \frac{\nu}{E} I_1 \delta_{ij} \quad \text{ou} \quad \dot{\epsilon}_{ij}^e = \frac{1}{2G} \dot{s}_{ij} + \frac{1}{9K} I_1 \delta_{ij} \quad (3.9)$$

que l'on note aussi : $\dot{\sigma}_{ij} = D^e \dot{\epsilon}_{ij}^e$ (3.10)

avec E le module d'Young et ν le coefficient de Poisson qui sont les principaux paramètres régissant le comportement élastique. On utilise également le module de cisaillement G et de compressibilité K . Pour prendre en compte la variation des paramètres élastiques observée sur les tests en laboratoire, les deux expressions suivantes sont proposées :

$$G = G_0^e \left[\frac{I_1}{3P_a} \right]^{n_{elas}} \quad \text{et} \quad K = K_0^e \left[\frac{I_1}{3P_a} \right]^{n_{elas}} \quad (3.11)$$

Pour les relations (4.2) à (4.4), P_a désigne la pression atmosphérique, I_1 le premier invariant du tenseur des contraintes exprimé ici en taux des contraintes, et \underline{s} le tenseur déviatoire.

G_0^e , K_0^e et n_{elas} sont des paramètres fonctions de E et ν déterminés à partir d'essais de laboratoire.

Pour un milieu poreux saturé ($S_r = 100\%$), le fluide (l'eau) remplit entièrement les vides. On rappelle que dans un tel cas de figure, dans le cadre de la théorie poroélastique de Coussy (1995), la contrainte totale σ_{ij} est gouvernée par la contrainte effective σ'_{ij} et la pression de pore p_w , selon la relation :

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} - b p_w \delta_{ij} \quad (3.12)$$

avec b le coefficient de Biot.

4.1.1.2. Mécanisme élastoplastique

Le modèle $L\&K$ est inspiré du modèle Hoek & Brown, dont la fonction de chargement est présentée dans le système de coordonnées $(\sigma_{\min}; \sigma_{\max})$. Dans le plan des invariants, la fonction de chargement F^{ep} (appelée aussi surface de charge) s'écrit :

$$F^{ep}(\underline{\underline{\sigma}}, \xi_{ep}) = s_{II} H(\theta) - \sigma_c H_0^c \left[A^{ep}(\xi_{ep}) s_{II} H(\theta) + B^{ep}(\xi_{ep}) I_1 + D^{ep}(\xi_{ep}) \right]^{a^{ep}(\xi_{ep})} = 0 \quad (3.13)$$

Dans cette expression, s_{II} représente le deuxième invariant des contraintes déviatoires et on rappelle que σ_c correspond à la résistance à la compression simple. $H(\theta)$ est une fonction contrôlant la forme de la surface de charge dans l'espace des contraintes comme présenté dans la Figure 4.1, θ correspondant à l'angle de Lode, et H_0^c la valeur particulière de $H(\theta)$ lors d'une sollicitation en compression.

Les autres termes dépendant de la variable d'érouissage ξ_{ep} décrivent de leur côté la forme de la surface de charge dans le plan $(\sigma_{\min}; \sigma_{\max})$ comme présenté dans la Figure 4.2. Le détail de ces termes sera présenté au paragraphe 4.1.2.

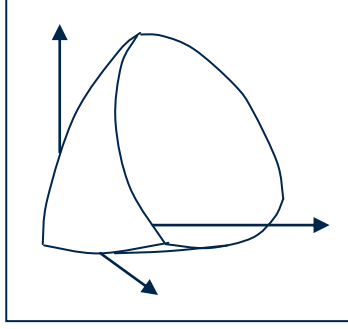


Figure 4.1 : Surface de charge dans l'espace des contraintes

L'écoulement plastique est classiquement défini par un potentiel plastique dont l'identification n'est pas aisée. La fonction d'écoulement correspondant à la direction de l'écoulement plastique est définie par le tenseur du second ordre G^{ep} . Ce tenseur est dérivé de la fonction de chargement en tenant compte de la dilatance comme on le verra au paragraphe 4.1.2. La loi d'écoulement est définie comme suit :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{ep} = \dot{\lambda}_p G_{ij}^{ep} \quad (3.14)$$

λ_p est le multiplicateur plastique qui satisfait la condition de consistance évaluée telle que :

$$\text{Si } F^{ep} < 0 \text{ alors } \lambda_p = 0$$

$$\text{Si } F^{ep} = 0 \text{ alors } \lambda_p > 0$$

Le multiplicateur plastique s'exprime en fonction de la variable d'écrouissage ξ_{ep} selon :

$$\lambda_p = \frac{F^{ep}}{\frac{\partial F^{ep}}{\partial \sigma_{ij}} E_{ijkl} G_{kl}^{ep} - \frac{\partial F^{ep}}{\partial \xi_{ep}} \sqrt{\frac{2}{3}} \tilde{G}_{II}^{ep}} \quad (3.15)$$

avec E_{ijkl} le tenseur élastique, et $\tilde{G}_{II}^{ep} = \sqrt{\tilde{G}^{ep} \cdot \tilde{G}^{ep}}$ où $\tilde{G}^{ep} = G^{ep} - \frac{tr(G^{ep})}{3} Id$.

D'un point de vue plus physique, on distingue trois phases dans le mécanisme au cours desquelles la surface F^{ep} va évoluer entre les différents seuils de résistance représentés sur la Figure 4.2 dans le plan $(\sigma_{min}; \sigma_{max})$ et dans le plan déviatoire (plan- π), seuils qui seront atteints pour des valeurs particulières de ξ_{ep} . La première phase correspond à l'écrouissage positif du seuil d'endommagement au seuil de pic. La seconde puis la troisième phase correspondent à l'écrouissage négatif d'abord du seuil de pic au seuil de clivage, puis du seuil de clivage au seuil résiduel.

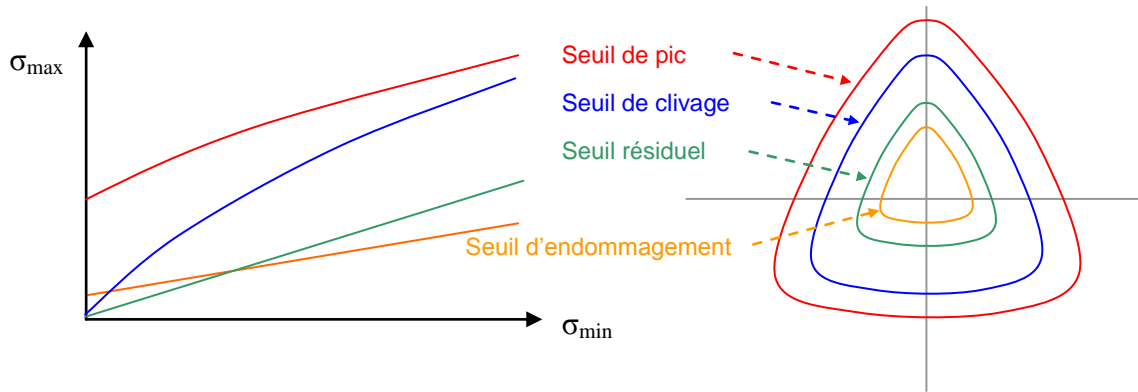


Figure 4.2 : Seuil du mécanisme élastoplastique du modèle *L&K* sous Code_Aster

4.1.1.3. Mécanisme viscoplastique

Le calcul des déformations irréversibles différées repose sur la théorie de Perzyna (1966). La vitesse de déformation viscoplastique s'exprime en fonction de la distance entre le point de charge et la surface viscoplastique :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \langle \Phi(F^{vp}) \rangle G_{ij}^{vp} \quad (3.16)$$

La surface viscoplastique F^{vp} va s'écrourir depuis le seuil d'élasticité initiale jusqu'au seuil viscoplastique maximal (Figure 4.4) en fonction de la variable d'écrourissage viscoplastique ξ_{vp} . Comme pour le mécanisme élastoplastique, la surface viscoplastique respecte le formalisme du modèle Hoek & Brown. Les équations de F^{vp} seront présentées au paragraphe 4.1.2.

La fonction G^{vp} , qui sera décrite au paragraphe 4.1.3, correspond à la loi d'écoulement viscoplastique qui détermine la direction de la déformation visqueuse. La fonction $\Phi(F^{vp})$ caractérise l'amplitude des déformations visqueuses et est calculée par :

$$\Phi(F^{vp}) = A_v \left(\frac{F^{vp}}{P_a} \right)^{n_v} \quad (3.17) \quad \text{où } A_v \text{ et } n_v \text{ sont des paramètres du modèle.}$$

P_a , pression atmosphérique exprimée en Pa, sert d'unité de référence.

4.1.2 Expression des critères

4.1.2.1. Expression générale

On a vu au paragraphe 4.1.1 que la surface de charge F^p pour les deux mécanismes (F^{ep} ou F^{vp}) s'exprime en fonction de la variable d'écrourissage ξ_p (respectivement ξ_{ep} ou ξ_{vp}) :

$$F^p(\underline{\underline{\sigma}}, \xi_p) = s_{II} H(\theta) - \sigma_c H_0^c \left[A^p(\xi_p) s_{II} H(\theta) + B^p(\xi_p) I_1 + D^p(\xi_p) \right]^{a^p(\xi_p)} = 0 \quad (3.18)$$

avec
$$A^p(\xi_p) = -\frac{m^p(\xi_p)k^p(\xi_p)}{\sqrt{6}\sigma_c h_0^c}, \quad B^p(\xi_p) = -\frac{m^p(\xi_p)k^p(\xi_p)}{3\sigma_c},$$

$$D^p(\xi_p) = s^p(\xi_p)k^p(\xi_p), \quad k^p(\xi_p) = \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{1}{2\alpha^p(\xi_p)}},$$

$$H(\theta) = \frac{H_0^c + H_0^e}{2} + \left(\frac{H_0^c - H_0^e}{2}\right) \left(\frac{2h(\theta) - (h_0^c + h_0^e)}{h_0^c - h_0^e}\right),$$

$$h(\theta) = (1 - \gamma_p \cos 3\theta)^{1/6}, \quad h_0^c = h(0^\circ) = (1 - \gamma_p)^{1/6} \quad \text{et} \quad h_0^e = h(60^\circ) = (1 + \gamma_p)^{1/6}.$$

H_0^c est usuellement pris égal à h_0^c , et H_0^e est un paramètre du modèle pilotant la résistance en extension. Sur un chemin de compression triaxiale ($\theta = 0^\circ$), F^p correspond au critère de Hoek et Brown généralisé. Ce chemin peut être visualisé dans le plan- π sur la Figure 4.3.

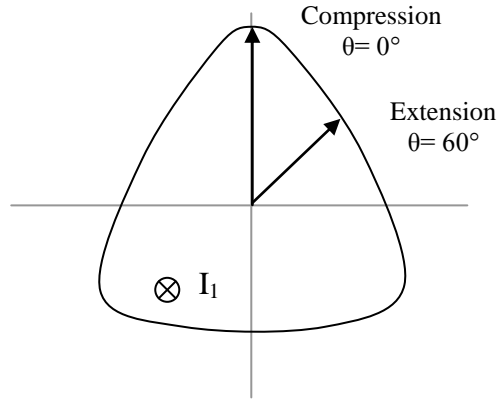


Figure 4.3 : Surface de charge dans le plan- π

γ_p (respectivement γ_{ep} ou γ_{vp}) correspond à la déformation déviatorique cumulée telle que :

$$\dot{\gamma}_p = \int \sqrt{\frac{2}{3} \tilde{\varepsilon}_{ij}^p \tilde{\varepsilon}_{ij}^p} dt \quad (3.19)$$

avec la déformation déviatoire $\tilde{\varepsilon}_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{\varepsilon_v}{3} \delta_{ij}$ où $\varepsilon_v = tr(\varepsilon_{ij})$

Ce paramètre est une variable d'érouissage qui permet de calculer ξ_p . La distinction des deux variables d'érouissage ξ_p et γ_p permet d'établir un couplage entre les mécanismes (paragraphe 4.1.4).

Les paramètres inspirés du modèle de Hoek et Brown $a^p(\xi_p)$, $m^p(\xi_p)$ et $s^p(\xi_p)$ vont évoluer selon des lois d'érouissage spécifiques traduisant la dégradation des caractéristiques mécaniques à l'échelle macroscopique.

4.1.2.2. Lois d'érouissage

On a vu que les trois phases du mécanisme élastoplastique comportent :

- Un érouissage positif du seuil d'élasticité initiale vers le seuil de pic

Comme dans la version originale du modèle, l'évolution de la surface élastoplastique du seuil d'élasticité initiale vers le seuil de pic traduit l'initiation de l'endommagement de la matrice rocheuse. Le comportement volumique est d'abord contractant puis devient dilatant. Le calcul des lois d'érouissage restent donc inchangées.

Pour $0 \leq \xi_{ep} < \xi_{pic}$:

$$\begin{aligned}
 a(\xi_{ep}) &= a_0 + \ln \left(1 + \frac{\xi_{ep}}{x_{ams} \xi_{pic}} \right) \left(\frac{a_{pic} - a_0}{\ln(1 + 1/x_{ams})} \right) \\
 s(\xi_{ep}) &= s_0 + \ln \left(1 + \frac{\xi_{ep}}{x_{ams} \xi_{pic}} \right) \left(\frac{s_{pic} - s_0}{\ln(1 + 1/x_{ams})} \right) \\
 m(\xi_{ep}) &= m_0 + \ln \left(1 + \frac{\xi_{ep}}{x_{ams} \xi_{pic}} \right) \left(\frac{m_{pic} - m_0}{\ln(1 + 1/x_{ams})} \right)
 \end{aligned} \tag{3.20}$$

a_0 , a_{pic} , m_0 , m_{pic} , s_0 , s_{pic} et x_{ams} sont des paramètres numériques du modèle.

- Un érouissage négatif du seuil de pic vers le seuil de clivage :

Une fois le critère de pic atteint, la surface de charge commence à s'érouir négativement vers le seuil de clivage. Les lois d'érouissage restent les mêmes par rapport à la version originale du modèle, sauf qu'elles ne sont plus définies sur $[0; \xi_e]$ mais sur $[\xi_{pic}; \xi_e]$. La disparition du seuil intrinsèque rend en effet inutile la définition de cette loi d'érouissage sur $[0; \xi_{pic}]$.

Pour $\xi_{pic} \leq \xi_{ep} < \xi_e$:

$$\begin{aligned}
 a(\xi_{ep}) &= a_{pic} + (a_e - a_{pic}) \left(\frac{\xi_{ep} - \xi_{pic}}{\xi_e - \xi_{pic}} \right) \\
 s(\xi_{ep}) &= s_{pic} - \left(\frac{\xi_{ep} - \xi_{pic}}{\xi_e - \xi_{pic}} \right) \\
 m(\xi_{ep}) &= \frac{\sigma_c}{\sigma_{pt1}} \left[\left(m_{pic} \frac{\sigma_{pt1}}{\sigma_c} + s_{pic} \right)^{\frac{a_{pic}}{a(\xi_{ep})}} - s(\xi_{ep}) \right]
 \end{aligned} \tag{3.21}$$

σ_{pt1} correspond à l'abscisse du point d'intersection du seuil de pic et du seuil de clivage dans le plan $(\sigma_{min}; \sigma_{max})$. Il s'agit d'un paramètre du modèle même s'il peut être calculé analytiquement à partir des équations des deux seuils de pic et de clivage. Une amélioration

dans Code_Aster a d'ailleurs été apportée pour *a minima* vérifier la cohérence de la valeur de σ_{pt1} rentrée par l'utilisateur.

- Un écrouissage négatif du seuil de clivage vers le seuil résiduel

Les concepts et équations restent les mêmes que dans la version originale du modèle.

Pour $\xi_e \leq \xi_{ep} < \xi_{ult}$:

$$a(\xi_{ep}) = a_e + \ln \left(1 + \frac{1}{\eta} \frac{\xi_{ep} - \xi_e}{\xi_{ult} - \xi_e} \right) \left(\frac{a_{ult} - a_e}{\ln(1 + 1/\eta)} \right)$$

$$s(\xi_{ep}) = 0$$

$$m(\xi_{ep}) = \frac{\sigma_c}{\sigma_{pt2}} \left(m_e \frac{\sigma_{pt2}}{\sigma_c} + s_{pic} \right)^{\frac{a_e}{a(\xi_{ep})}} \quad (3.22)$$

σ_{pt2} correspond à l'abscisse du point d'intersection du seuil de clivage et du seuil résiduel dans le plan $(\sigma_{min}; \sigma_{max})$. A la différence de σ_{pt1} , σ_{pt2} n'est pas un paramètre du modèle mais est déterminé analytiquement et de façon transparente pour l'utilisateur grâce à la formule suivante :

$$\sigma_{pt2} = \left(\frac{m_{ult} \sigma_c^{a_e - 1}}{m_e^{a_e}} \right)^{\frac{1}{a_e - 1}} \quad (3.23)$$

Et enfin, pour finir avec le mécanisme élastoplastique, pour $\xi_{ult} \leq \xi_{ep}$, la surface élastoplastique reste sur le seuil résiduel avec pour paramètres :

$$a(\xi_{ep}) = a_{ult} = 1$$

$$s(\xi_{ep}) = 0$$

$$m(\xi_{ep}) = m_{ult} \quad (3.24)$$

Le mécanisme viscoplastique reste globalement inchangé par rapport à la version originale du modèle. Toutefois, on a vu que la définition par morceaux du seuil viscoplastique maximal peut poser des problèmes numériques. Pour éviter cela, il a été proposé de transformer ce seuil en un seuil linéaire, comme présenté sur la Figure 4.4. La contrepartie est l'ajout de paramètres supplémentaires : ce nouveau seuil respecte la formulation des autres seuils avec comme seul nouveau paramètre à définir m_{v-max} , les autres paramètres étant imposés tels que :

$$a_{v-max} = 1 \text{ et } s_{v-max} = s_0.$$

L'évolution de la surface viscoplastique entre le seuil d'élasticité initiale et le seuil viscoplastique maximal suit les lois d'écrouissage suivantes :

$$a(\xi_{vp}) = a_0 + (a_{v-max} - a_0) \frac{\xi_{vp}}{\xi_{v-max}}$$

$$s(\xi_{vp}) = s_0 + (s_{v-\max} - s_0) \frac{\xi_{vp}}{\xi_{v-\max}} \quad \text{soit} \quad s(\xi_{vp}) = s_0$$

$$m(\xi_{vp}) = m_0 + (m_{v-\max} - m_0) \frac{\xi_{vp}}{\xi_{v-\max}} \quad (3.25)$$

4.1.3 Lois d'écoulement et lois de dilatance

La loi d'écoulement des mécanismes plastiques est non associée. La fonction G^p (G^{ep} ou G^{vp}) s'écrit en fonction de F^p (respectivement F^{ep} ou F^{vp}) comme suit :

$$G_{ij}^p = \frac{\partial F^p}{\partial \sigma_{ij}} - \left(\frac{\partial F^p}{\partial \sigma_{kl}} n_{kl} \right) n_{ij} \quad (3.26)$$

avec $n_{ij} = \frac{\beta' \frac{s_{ij}}{s_{II}} - \delta_{ij}}{\sqrt{\beta'^2 + 3}}$, $\beta' = \frac{\sqrt{6} g_v}{3 - g_v}$ et $g_v = -\frac{2 \sin \psi}{1 - \sin \psi}$ où ψ désigne l'angle de dilatance.

Comme on l'a vu au chapitre 3, Kleine (2007a) justifie l'utilisation du seuil viscoplastique maximal pour délimiter l'espace des contraintes en un domaine contractant sous le seuil et un domaine dilatant au-dessus (Figure 4.4).

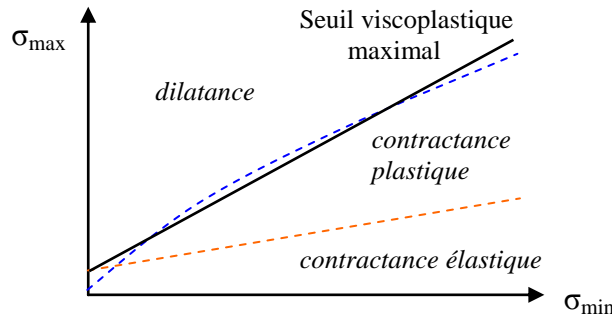


Figure 4.4 : Seuil viscoplastique maximal et comportement volumique

On distingue deux lois d'évolution pour la dilatance selon l'état des contraintes. Pour la partie pré-pic du mécanisme élastoplastique et pour le mécanisme viscoplastique, la dilatance notée $\psi_{0,v}$ est définie par :

$$\sin \psi_{0,v} = \mu_{0,v} \left(\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{v-\max}}{\xi_{0,v} \sigma_{\max} + \sigma_{v-\max}} \right) \quad (3.27)$$

où $\sigma_{v-\max}$ dessine le seuil viscoplastique maximal selon l'équation :

$$\sigma_{v-\max} = \sigma_{\min} + \sigma_c \left(m_{v-\max} \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_c} + s_{v-\max} \right)^{a_{v-\max}} \quad (3.28)$$

avec $\mu_{0,v}$, $\xi_{0,v}$, σ_c et $m_{v-\max}$ des paramètres du modèle, et en considérant $s_{v-\max} = s_0$ et $a_{v-\max} = 1$.

Pour la partie post-pic du mécanisme élastoplastique, la dilatance notée ψ_1 est définie par :

$$\sin \psi_1 = \mu_1 \left(\frac{\alpha - \alpha_{res}}{\xi_1 \alpha + \alpha_{res}} \right) \quad (3.29)$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{\sigma_{\max} + \tilde{\sigma}}{\sigma_{\min} + \tilde{\sigma}} \text{ et } \alpha_{res} = \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} \right)_{res} = 1 + m_{ult}$$

avec μ_1 et ξ_1 des paramètres du modèle, et $\tilde{\sigma}$ un confinement supplémentaire traduisant physiquement la cohésion résiduelle lors de la première phase du radoucissement.

$\tilde{\sigma}$ évolue avec l'écroutissage et s'annule lorsque la surface de charge atteint le seuil de clivage selon les équations suivantes :

$$\tilde{\sigma} = \frac{\tilde{c}(\xi_{ep})}{\tan(\tilde{\phi}(\xi_{ep}))} \quad (3.30)$$

$$\text{avec } \tilde{c}(\xi_{ep}) = \frac{\sigma_c \cdot s(\xi_{ep})^{a(\xi_{ep})}}{2\sqrt{1 + a(\xi_{ep})m(\xi_{ep})s(\xi_{ep})^{a(\xi_{ep})-1}}}$$

$$\text{et } \tilde{\phi}(\xi_{ep}) = 2 \cdot \arctan\left(\sqrt{1 + a(\xi_{ep})m(\xi_{ep})s(\xi_{ep})^{a(\xi_{ep})-1}}\right) - \frac{\pi}{2}$$

Durant la phase post-pic, le comportement volumique est toujours dilatant jusqu'à atteindre l'état résiduel où la dilatance s'annule.

4.1.4 Couplage des mécanismes

Le couplage entre les mécanismes correspond concrètement à l'influence de l'écroutissage de la surface viscoplastique sur l'écroutissage de la surface élastoplastique. Plus précisément, l'écroutissage de la surface élastoplastique dépend de la position du point de charge par rapport à la limite contractance/dilatance, tel que :

$$\text{- si le point de charge est en dessous de cette limite : } \dot{\xi}_{ep} = \dot{\gamma}_{ep} \quad (3.31)$$

$$\text{- si le point de charge est au dessus de cette limite : } \dot{\xi}_{ep} = \dot{\gamma}_{ep} + \dot{\gamma}_{vp} \quad (3.32)$$

La surface viscoplastique en revanche ne s'écroute que par la viscosité, il n'y a donc pas de couplage à proprement parler et avec $\xi_{v-\max}$ paramètre du modèle, on a toujours :

$$\dot{\xi}_{vp} = \text{Min}\left[\dot{\gamma}_{vp}; \xi_{v-\max} - \xi_{vp}\right] \quad (3.33)$$

4.1.5 Intégration dans Code_Aster

L'intégration du modèle *L&K* dans Code_Aster est abordée succinctement dans ce paragraphe. Après avoir présenté les variables internes du modèle *L&K*, ainsi que celles du module de couplage hydromécanique, on trace les grandes lignes de l'algorithme de résolution. Les détails de cet algorithme sont disponibles dans la note R7.01.24 de la documentation Code_Aster (Code_Aster, 2011). Une réflexion sur l'expression des seuils en contraintes du modèle est également menée en Annexe A.

4.1.5.1. Variables internes

Les variables internes sont comme leur nom l'indique des variables propres au modèle utilisé ou à un module (comme le module THM), mais ce ne sont pas des variables d'entrées. Elles sont une nécessité pour le développement informatique et la poursuite des calculs. Elles sont ainsi disponibles en sortie et peuvent donc servir à l'utilisateur pour suivre l'évolution d'un calcul. On dispose pour le modèle *L&K* de sept variables internes, auxquelles viennent s'ajouter les variables internes du module THM.

Ces variables sont :

- pour le modèle *L&K* :

V₁ : variable d'écrouissage élastoplastique ξ_{ep}

V₂ : déformation déviatorique plastique γ_{ep}

V₃ : variable d'écrouissage viscoplastique ξ_{vp}

V₄ : déformation déviatorique viscoplastique γ_{vp}

V₅ : indicateur de position par rapport au seuil viscoplastique maximal : 0 en dessous (domaine contractant en pré-pic), 1 au dessus (domaine dilatant en pré-pic)

V₆ : indicateur de viscoplasticité (1 si viscoplasticité, 0 sinon)

V₇ : indicateur de plasticité (1 si plasticité, 0 sinon)

- pour le module THM en conditions saturées :

V₈ : variation de masse volumique du liquide ($\rho_w - \rho_w^0$)

V₉ : variation de porosité ($n - n^0$)

4.1.5.2. Algorithme de résolution

La première étape de l'algorithme est le calcul de la contrainte de prédiction élastique. On exprime cette contrainte par rapport à l'instant '- ' précédent :

$$\sigma^e = \sigma^- + D^e \Delta \varepsilon \quad (3.34)$$

Il faut ensuite vérifier le signe du critère visqueux placé au seuil viscoplastique maximal pour établir la variable d'érouissage du critère plastique (comme décrit au paragraphe 4.1.4) :

- si $F^{vp}(\sigma^e, \xi_{v-\max}) < 0$: on est dans le domaine contractant ($V_5 = 0$), on considère comme variable d'érouissage du critère plastique : $\Delta \xi_{ep} = \Delta \gamma_{ep}$
- si $F^{vp}(\sigma^e, \xi_{v-\max}) > 0$: on est dans le domaine dilatant ($V_5 = 1$), on considère comme variable d'érouissage du critère plastique : $\Delta \xi_{ep} = \Delta \gamma_{ep} + \Delta \gamma_{vp}$

Maintenant que la variable est établie, il faut vérifier l'état viscoplastique (y a-t-il fluage ou non ?). Pour cela, on contrôle le signe de la fonction viscoplastique à l'instant « - » :

- si $F^{vp}(\sigma^e, \xi_{vp}^-) < 0$: pas de fluage donc $\Delta \varepsilon_{vp} = 0$ et $\Delta \gamma_{vp} = 0$. On actualise donc les variables internes tel que : $\xi_{vp} = \xi_{vp}^-$ et $\gamma_{vp} = \gamma_{vp}^-$.
- si $F^{vp}(\sigma^e, \xi_{vp}^-) > 0$: le fluage se développe. On utilise alors la relation :

$$\Delta \varepsilon_{ij}^{vp} = \langle \Phi(F^{vp}) \rangle G_{ij}^{vp} \Delta t$$

On peut selon les équations présentées aux paragraphes précédents en déduire $\Delta \gamma_{vp}$ puis $\Delta \xi_{vp}$ grâce à la relation : $\Delta \xi_{vp} = \text{Min}[\Delta \gamma_{vp}, \xi_{v-\max} - \xi_{vp}^-]$.

On réactualise les contraintes : $\sigma = \sigma^e + D^e \Delta \varepsilon_{vp}$

Puis on réactualise finalement les variables internes :

$$V_1 = \xi_{ep} = \xi_{ep}^- + \Delta \gamma_{vp}$$

$$V_2 = \gamma_{ep} = \gamma_{ep}^-$$

$$V_3 = \xi_{vp} = \xi_{vp}^- + \Delta \xi_{vp}$$

$$V_4 = \gamma_{vp} = \gamma_{vp}^- + \Delta \gamma_{vp}$$

Maintenant que les contraintes et les variables sont réactualisées en fonction de l'état de fluage, on contrôle l'état élastoplastique correspondant :

- si $F^{ep}(\sigma^e - D^e \Delta \varepsilon_{vp}, \xi_{ep}^- + \Delta \gamma_{vp}) \leq 0$: on est en élasticité, $\Delta \gamma_{ep} = \Delta \varepsilon_{ep} = 0$.

On a alors : $\Delta \xi_{ep} = 0$ si $V_5 = 0$

$$\Delta \xi_{ep} = \Delta \gamma_{ep} \text{ si } V_5 = 1$$

- si $F^{ep}(\sigma^e - D^e \Delta \varepsilon_{vp}, \xi_{ep}^- + \Delta \gamma_{vp}) > 0$: on est en plasticité, on calcule $\Delta \lambda_p$, $\Delta \gamma_{ep}$ et $\Delta \varepsilon_{ep}$.

On a alors : $\Delta \xi_{ep} = \Delta \gamma_{ep}$ si $V_5 = 0$

$$\Delta \xi_{ep} = \Delta \gamma_{ep} + \Delta \gamma_{vp} \text{ si } V_5 = 1$$

On réactualise finalement les variables internes :

$$V_1 = \xi_{ep} = \xi_{ep}^- + \Delta \xi_{ep}$$

$$V_2 = \gamma_{ep} = \gamma_{ep}^-$$

On met finalement à jour les contraintes :

$$\Delta \varepsilon^e = \Delta \varepsilon - \Delta \varepsilon_{ep} - \Delta \varepsilon_{vp}$$

$$\Delta \sigma = D^e \Delta \varepsilon^e$$

$$\sigma = \sigma^- + \Delta \sigma$$

4.2 Les paramètres du modèle L&K

La description précédente de la loi L&K fait apparaître un grand nombre de paramètres résumés ci-après. Toutefois, malgré quelques paramètres d'entrée indispensables, beaucoup d'entre eux se déduisent analytiquement ou peuvent être prédits par calage selon une démarche présentée au paragraphe 4.2.2.

4.2.1 Résumé des paramètres du modèle L&K

Les 26 paramètres du modèle L&K dans Code_Aster sont résumés ci-après :

P_a : pression atmosphérique (en Pa)

σ_c : résistance en compression simple (en Pa)

γ_{CJS} : paramètre contrôlant la convexité des seuils dans le plan- π

H_0^e : paramètre pilotant la résistance en extension

a_0, m_0, s_0 : paramètres d'écrouissage correspondant au seuil d'élasticité ($p=0$)

a_{pic}, m_{pic} : paramètres d'écrouissage correspondant au seuil de pic

a_e, m_e : paramètres d'écrouissage correspondant au seuil de clivage

m_{ult} : paramètre d'écrouissage correspondant au seuil résiduel

σ_{pt1} : σ_{min} de l'intersection entre le seuil de pic et le seuil de clivage (en Pa)

x_{ams} : paramètre des lois d'écrouissage pré-pic

η : paramètre des lois d'écrouissage post-pic

$\xi_{pic}, \xi_e, \xi_{ult}$: taux d'écrouissage de ξ_{ep} au niveau du seuil de pic, de clivage et résiduel

m_{v-max} : paramètre d'écrouissage correspondant au seuil viscoplastique maximal

A_v : paramètre viscoplastique (en s^{-1})

n_v : puissance de la loi de fluage

ξ_{v-max} : taux d'écrouissage de ξ_{vp} au niveau du seuil viscoplastique maximal

$\mu_{0,v}, \xi_{0,v}$: paramètres relatifs à la dilatance pré-pic

μ_1, ξ_1 : paramètres relatifs à la dilatance post-pic

4.2.2 Démarche d'identification des paramètres du modèle L&K

Ce paragraphe vise à établir une démarche d'identification des paramètres de la loi *L&K* en tenant compte des particularités d'un calcul couplé hydromécanique. A titre d'exemple et en prévision de l'application de cette thèse, nous allons présenter cette démarche pour l'argilite du COx. La Figure 4.5 suivante résume sous forme de tableau la démarche générale à respecter. On y trouve les 26 paramètres du modèle *L&K* auxquels il faut ajouter le module d'Young, le coefficient de Poisson et les paramètres de couplage que sont la porosité, le coefficient de Biot et la perméabilité intrinsèque.

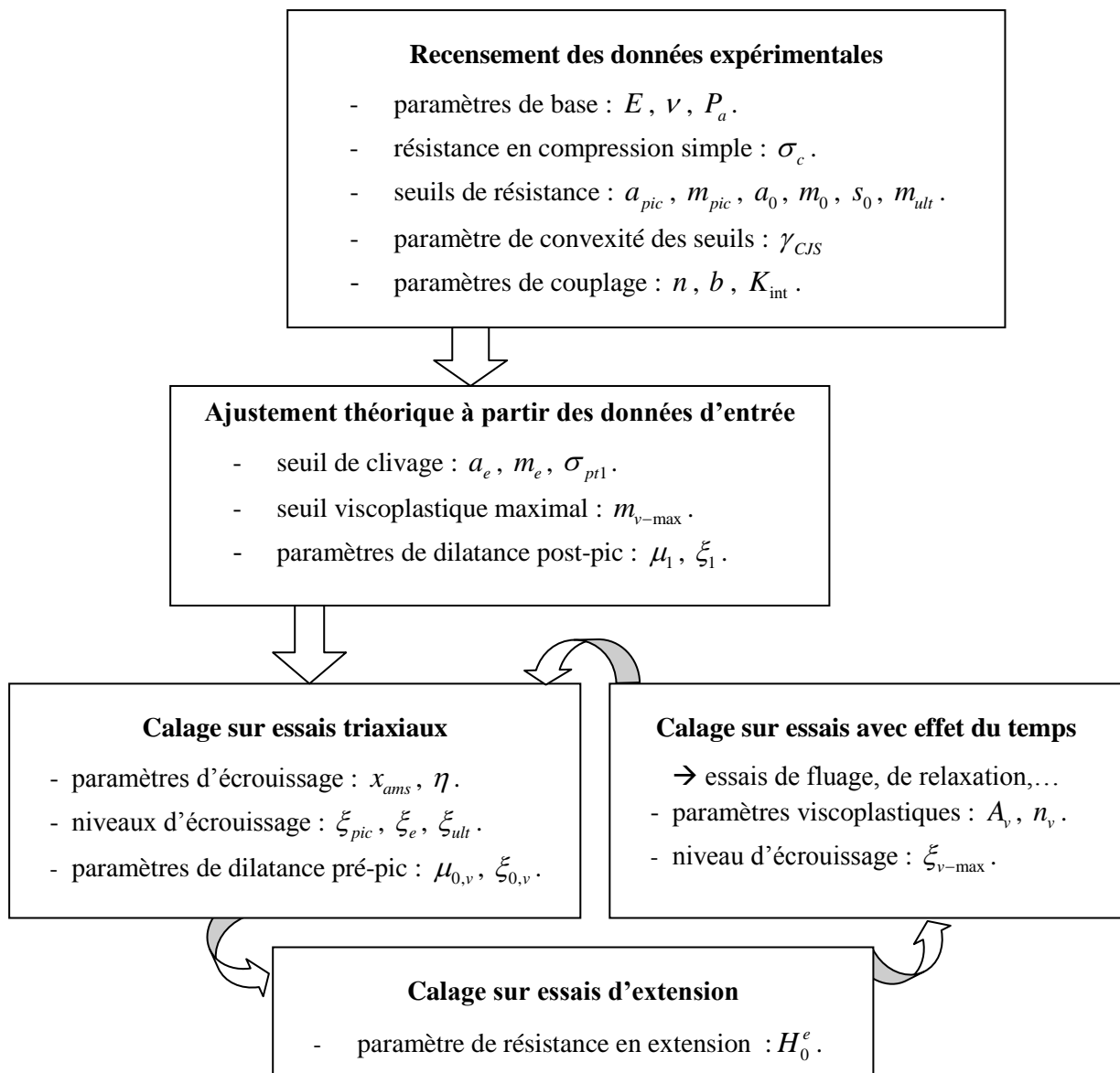


Figure 4.5 : Démarche d'identification des paramètres pour un calcul couplé avec le modèle *L&K*

Cette méthode d'identification des paramètres se base sur celle décrite dans la thèse de Kleine (2007a). L'objectif des paragraphes qui suivent est de reprendre pas à pas cette méthode et de la compléter dans le cas particulier d'une étude couplée hydromécanique dans Code_Aster.

4.3 Recensement des données expérimentales

Le choix des paramètres présentés dans ce paragraphe ne présente *a priori* aucune difficulté spécifique puisqu'il s'agit de paramètres issus directement de données expérimentales.

4.3.1 Les paramètres élastiques

Les paramètres élastiques requis dans le modèle *L&K* sont le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν pris en conditions drainées. Les essais qui permettent de caractériser ces deux grandeurs sont les plus courants et souvent les plus disponibles. Il existe même dans la littérature des gammes de valeurs associées aux différents types de matériaux.

Concrètement, dans un essai triaxial, le module d'Young influe sur la pente à l'origine de la courbe contrainte-déformation : plus E est grand, plus cette pente est forte. Le coefficient de Poisson joue lui sur la pente à l'origine de la déformation volumique : plus ν est grand, moins la pente est forte.

A côté de la pente initiale, ces deux paramètres permettent également d'ajuster la position du pic de résistance sur l'axe des déformations axiales.

L'une des particularités supplémentaires et non négligeables du calcul en couplé hydromécanique est la plus grande sensibilité au coefficient de Poisson via les déformations volumiques. Les déformations volumiques sont en effet directement reliées à la pression d'eau qui va influencer fortement le déviateur de contraintes. En conclusion, dans le cas des couplages hydromécaniques, le coefficient de Poisson devra être saisi avec soin car toute modification influence fortement la réponse, mais aussi le choix de certains paramètres, en particulier ceux liés à la dilatance comme on le verra par la suite.

En complément, la pression de référence du modèle est associée ici aux paramètres élastiques, et choisie classiquement égale à la pression atmosphérique.

Argilite du COx : $E = 4000$ MPa, $\nu = 0,12$ et $P_a = 100$ kPa.

4.3.2 Les paramètres hydrauliques et de couplage hydromécanique

A l'instar des paramètres élastiques, les paramètres hydrauliques et de couplage ne sont pas spécifiques à la loi *L&K*. Toutefois, le modèle présente une grande sensibilité à ces paramètres : il n'est donc pas inutile de les rappeler ici.

Les paramètres hydrauliques et de couplage se divisent en trois groupes :

1. les paramètres initiaux ou de référence : pression(s) de fluide, porosité,...
2. les paramètres liés au(x) fluide(s) : masse volumique, compressibilité, viscosité,...
3. les paramètres liés aux écoulements fluides : coefficient de Biot, perméabilité,...

Le fluide considéré étant l'eau dans toutes nos études, on ne va pas considérer les paramètres liés au fluide comme des paramètres de la simulation, même si on rappelle leur valeur dans ce paragraphe. Seuls les trois paramètres de couplage liés au matériau étudié (argilite du COx) sont explicités ici : la porosité n , le coefficient de Biot b et la perméabilité intrinsèque K_{int} . Les valeurs choisies ici sont principalement issues des valeurs proposées par Jia et al. (2008) dans le cadre d'une modélisation couplée hydromécanique sur les argilites du COx. Ces valeurs ont également été inspirées par les travaux de Lenoir (2006) et Escoffier (2002).

La porosité n influence fortement le couplage mais joue également sur l'évolution de la dilataance du matériau. La valeur initiale de référence est $n = 0,18$.

Le coefficient de Biot traduit physiquement l'intensité du couplage entre le fluide et la matrice rocheuse. Sa valeur choisie $b = 0,6$ inspirée par Jia et al. (2008) est obtenue à partir d'essais spécifiques qui font l'objet de la thèse de Escoffier (2002).

La compressibilité de l'eau K_w est définie sous Code_Aster par le paramètre UN_SUR_K tel que : $UN_SUR_K = \frac{1}{K_w}$ avec généralement $K_w = 2.10^9$ Pa.

On rappelle que la perméabilité à l'eau, ou conductivité hydraulique du matériau est définie par la relation :

$$k_H = \frac{K_{int} K_{rel}}{\mu} \rho_w g \quad (3.35)$$

avec :

K_{rel} la perméabilité relative par rapport à l'eau. Ce paramètre dépend de la saturation du liquide dans le milieu. Bien évidemment, dans l'eau, on a $K_{rel} = 1$.

La masse volumique de l'eau est définie par : $\rho_w = 1000 \text{ kg.m}^{-3}$.

La viscosité dynamique de l'eau est prise constante à sa valeur à 20°C : $\mu = 1 \text{ cPo} = 10^{-3} \text{ Pa.s}$.

La perméabilité intrinsèque est spécifique au matériau, indépendante du fluide considéré. Quelques essais sur le COx sont disponibles dans la littérature, notamment à titre d'exemple ceux de Zhang et Rothfuchs (2004). La Figure 4.6 présente des essais d'injection de gaz pour différentes pressions de confinement et selon l'orientation du litage des argilites du COx.

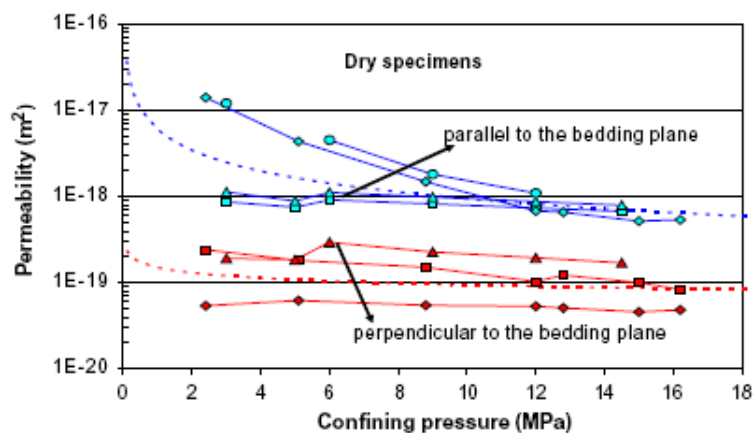


Figure 4.6 : Perméabilité au gaz de l'argilite du COx selon le confinement et l'orientation du litage (Zhang et al., 2004)

Une première constatation est que la perméabilité diminue lorsque le confinement augmente. On remarque ensuite que la perméabilité dans le sens du litage apparaît 10 fois plus importante que perpendiculairement au litage.

D'autres auteurs (Jia et al., 2008) préconisent des valeurs un peu plus faibles de perméabilité intrinsèque, allant jusqu'à 10^{-21} m^2 . Nous choisirons donc comme valeur de référence 10^{-20} m^2 pour l'argilite du COx.

Argilite du COx : $n = 0,18$, $b = 0,6$ et $K_{\text{int}} = 10^{-20} \text{ m}^2$.

4.3.3 Les paramètres des seuils de résistance

Les données d'entrées pour les seuils de résistance sont la résistance à la compression simple, les paramètres a , m et s (pour le seuil élastique initial, de pic et résiduel), ainsi que le paramètre de convexité γ_{CJS} . Ce dernier paramètre influe sur la convexité des seuils et des surfaces dans le plan déviatoire. A défaut d'essais réalisés à pression constante, γ_{CJS} est pris égal à 0,8 et un contrôle sera fait ultérieurement pour vérifier le respect de la condition de convexité des seuils.

4.3.3.1. Le seuil de pic

Les premiers paramètres à déterminer sont dans l'ordre la résistance en compression simple et les paramètres relatifs au seuil de pic. Ces données peuvent être obtenues à partir d'essais triaxiaux mesurant les résistances de pic à différents confinements (Figure 4.7). C'est en calant le seuil de pic sur ces points que l'on obtient les paramètres σ_c , a_{pic} et m_{pic} , comme le montre la figure suivante.

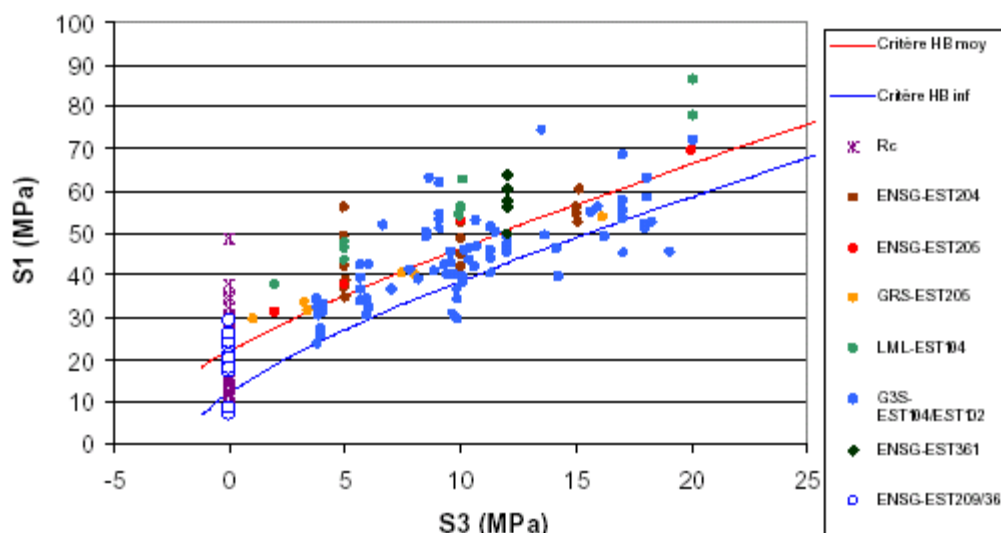


Figure 4.7 : Eventail de résistances de pic pour l'argilite du COx (Kleine, 2007a)

Argilite du COx : $\gamma_{\text{CJS}} = 0,8$, $\sigma_c = 32 \text{ MPa}$, $a_{\text{pic}} = 0,4$ et $m_{\text{pic}} = 10$.

4.3.3.2. Le seuil élastique initial

Les paramètres a_0 , m_0 et s_0 relatifs au seuil élastique initial 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 ne sont toutefois pas indispensables : à défaut de données expérimentales, le seuil d'élasticité initial peut être assimilé à une droite ($a_0=1$) d'origine à 30% de σ_c .

Argilite du COx : $a_0 = 1$, $m_0 = 0,01$ et $s_0 = 0,1$.

4.3.3.3. Le seuil résiduel

Les paramètres a_{ult} et s_{ult} sont constants : le seuil résiduel est linéaire ($a_{ult}=1$) et passe par l'origine ($s_{ult}=0$). La seule grandeur à définir est m_{ult} soit ici la pente du seuil résiduel. Cette grandeur peut se déduire de l'angle de frottement résiduel Φ_{res} par la relation :

$$m_{ult} = \frac{2\sin\phi_{res}}{1 - \sin\phi_{res}} \quad (3.36)$$

Dans les roches tendres, Φ_{res} peut être déterminé expérimentalement à partir d'essais de compression triaxiale contrôlés jusqu'à la fracturation de l'échantillon. En phase de radoucissement post-pic, un palier apparaît caractérisant l'état résiduel. La valeur asymptotique de l'angle de frottement permet de définir Φ_{res} .

Argilite du COx : $m_{ult} = 0,8$.

4.4 Ajustement à partir des données d'entrée

Les paramètres présentés dans les paragraphes qui suivent ne peuvent pas être obtenus directement à partir d'essais expérimentaux. Pour les connaître, il faut se caler sur des courbes théoriques elles-mêmes tracées à partir des données expérimentales rentrées précédemment. Pour simplifier la tâche du modélisateur, un fichier Excel de prédiction a été établi et permet d'effectuer ce calage.

4.4.1 La limite de clivage

La limite de clivage ne peut pas être définie 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 cisaillement. Ce critère de référence est celui proposé par Ladanyi et Archambault (1970).

Dans la pratique, la limite de clivage correspond à la fin d'une phase de radoucissement rapide et au début d'une phase de radoucissement plus lent conduisant au seuil résiduel. Pour éviter des soucis numériques liés à un radoucissement trop brutal et difficilement contrôlable, il est conseillé lors de calculs couplés de diminuer ce radoucissement en surestimant un peu la limite de clivage par rapport au critère de référence (Figure 4.8).

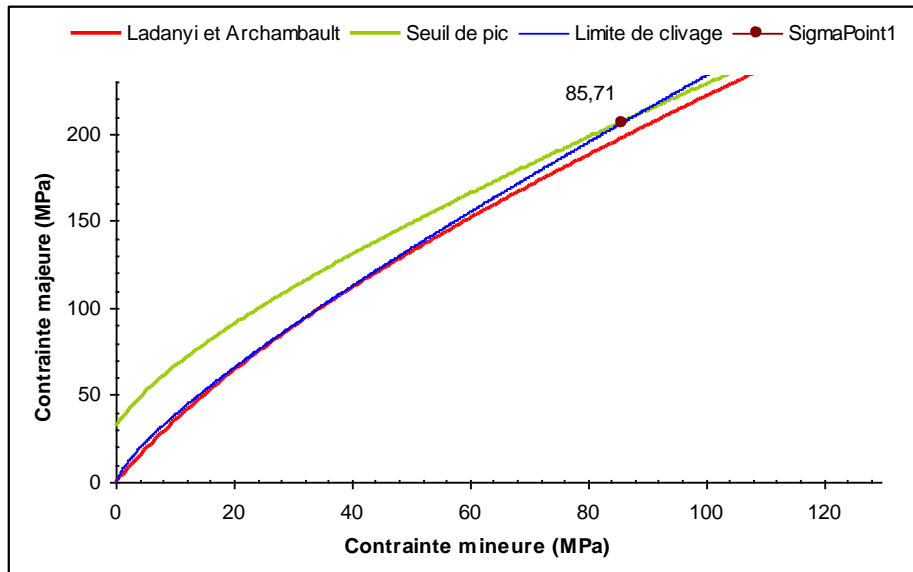


Figure 4.8 : Ajustement de la limite de clivage et calcul de σ_{pt1}

Argilite du COX : $a_e = 0,66$, $m_e = 2,8$ et $\sigma_{pt1} = 85,71$ MPa.

4.4.2 Le seuil viscoplastique maximal

Cette étape est spécifique à la loi *L&K* sous Code_Aster et revêt également un rôle fondamental lors de la simulation de calculs couplés hydromécaniques. Pour correspondre au mieux à la loi décrite par Kleine dans sa thèse, le seuil viscoplastique maximal est défini en le calant sur le seuil de clivage avec une ordonnée à l'origine égale à celle du seuil élastique initial (Figure 4.9).

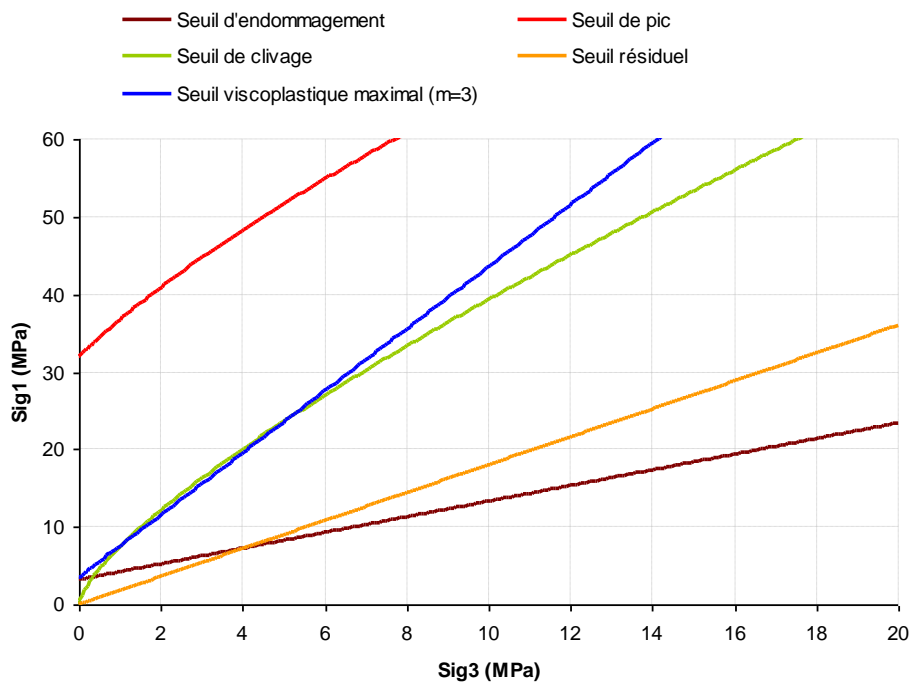


Figure 4.9 : Ajustement du seuil viscoplastique maximal

Le seul paramètre sur lequel on peut jouer est la pente du seuil. Physiquement, le franchissement de ce seuil traduit l'entrée en dilatance avant le pic, et l'arrêt de la dilatance en post-pic. Comme on le verra après, pour améliorer initialement la convergence du calcul, il est conseillé de diminuer l'étendue de la zone de dilatance donc de surestimer légèrement la pente.

De plus, l'objectif est de se caler au mieux sur la limite de clivage. Or la forme de celle-ci n'est pas une droite comme le seuil viscoplastique maximal. En pratique, il faut plutôt essayer de se caler sur les plages de contraintes faibles susceptibles de poser problème et surtout éviter d'avoir un seuil viscoplastique maximal inférieur à la limite de clivage.

Argilite du COx : $m_{v-max} = 3$.

4.4.3 La loi de dilatance post-pic

A défaut de données expérimentales, les paramètres de la dilatance post-pic μ_1 et ξ_1 peuvent être déterminés à partir de l'outil de prédiction Excel cité précédemment.

En pratique, μ_1 et ξ_1 sont déterminés en ajustant la courbe théorique sur l'enveloppe des points issus de la prédiction Excel (Figure 4.10). Là encore une sous-estimation de la dilatance, au moins dans un premier temps, est conseillée pour mener à bien un premier calcul de référence en couplé. Il sera toujours possible, une fois la démarche complète menée à terme, d'augmenter la dilatance post-pic.

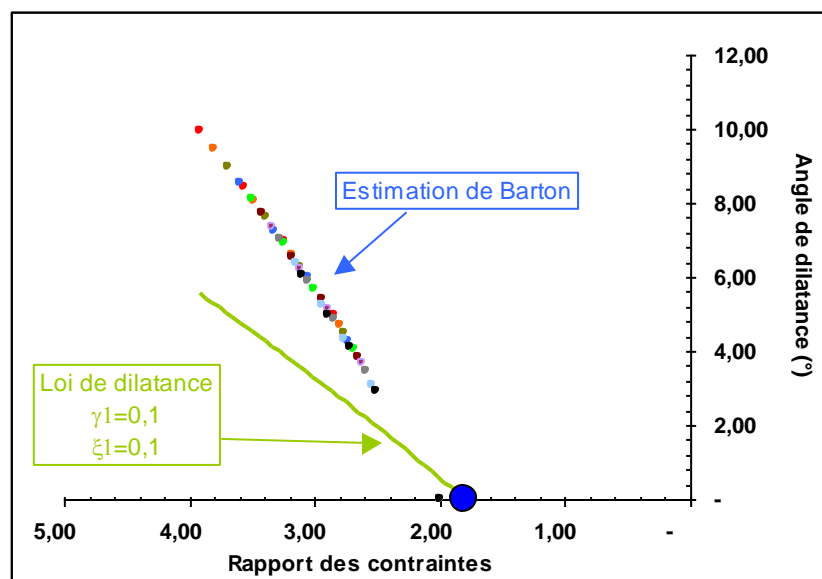


Figure 4.10 : Ajustement des paramètres de dilatance post-pic

Kleine préconise en l'absence de données expérimentales de prendre les mêmes valeurs pour les paramètres de dilatance pré-pic $\mu_{0,v}$ et $\xi_{0,v}$. Nous verrons par la suite que cette préconisation est déconseillée pour les calculs couplés car elle surestime fortement les déformations volumiques et peuvent nuire à la convergence du calcul.

Argilite du COx : $\mu_1 = 0,1$, $\xi_1 = 0,12$.

4.4.4 Paramètre d'extension et vérification de la convexité des seuils

Le dernier paramètre à définir, relatif aux seuils de résistance, est H_0^e . Ce paramètre est représentatif de la résistance en extension du matériau. Si des essais en extension ont été réalisés, il pourra être déterminé en ajustant les courbes théoriques sur les points expérimentaux. Toutefois, ces données étant rarement disponibles, on prend par défaut :

$$H_0^e = h_0^e = (1 + \gamma_{CJS})^{1/6} \quad (3.37)$$

Avec $\gamma_{CJS} = 0,8$, $H_0^e = 1,102$.

Une fois tous les paramètres des seuils établis, une vérification de leur convexité est nécessaire. Si tel n'est pas le cas, il faut ajuster γ_{CJS} . Une procédure a été intégrée au fichier Excel afin de pouvoir visualiser, contrôler et modifier le cas échéant avec γ_{CJS} la convexité des différents seuils dans le plan déviatoire.

Argilite du COx : $H_0^e = 1,102$.

4.5 Calage du modèle L&K sur essais de laboratoire

4.5.1 Essais de laboratoire disponibles

Les essais sur lesquels nous avons choisi de nous caler ont tous été effectués au laboratoire LaEGO (Hoxha et al. (2004)). La figure suivante montre les chemins théoriques de contraintes totales et effectives pour les différents essais instantanés étudiés.

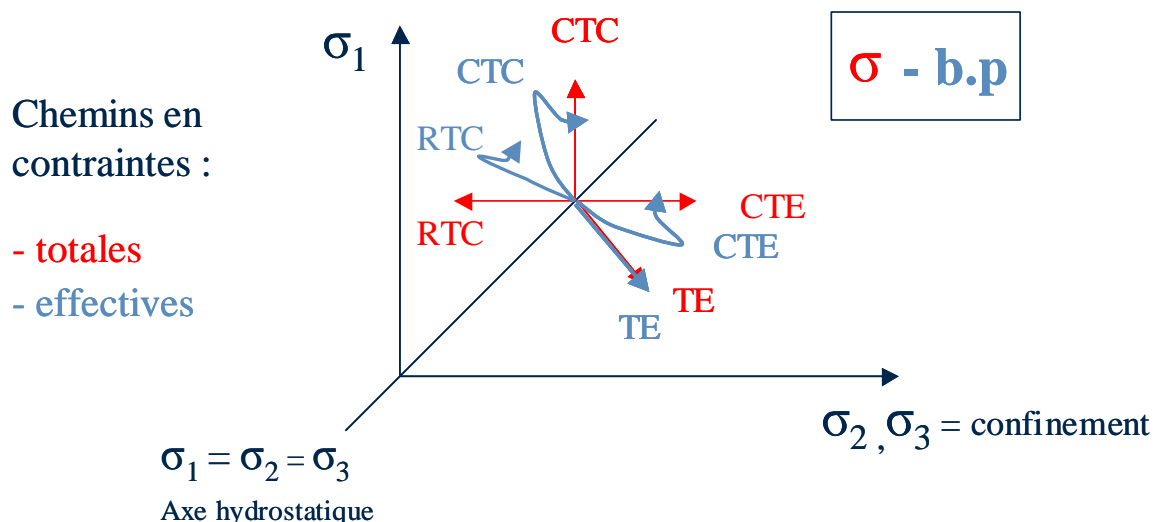


Figure 4.11 : Chemins de contrainte théoriques en conditions drainées et non drainées de différents essais de laboratoire

Tous ces essais ont pour point de départ un état de contrainte isotrope, qui peut varier notamment pour les essais triaxiaux de type CTC. Les quatre types d'essais sont les suivants :

- CTC (Classic Triaxial Compression) : il s'agit d'un essai triaxial classique en compression où l'on augmente la contrainte axiale tout en maintenant constant le confinement.
- RTC (Reduced Triaxial Compression) : il s'agit d'un essai triaxial où l'on réduit le confinement en maintenant la contrainte axiale constante. Cela revient à relâcher l'éprouvette latéralement.
- CTE (Classic Triaxial Extension) : il s'agit d'un essai triaxial classique en extension où l'on augmente le confinement tout en maintenant la contrainte axiale constante. Il en résulte une extension axiale de l'éprouvette.
- TE (Triaxial Extension) : il s'agit d'un essai triaxial en extension à pression moyenne constante. La contrainte axiale est donc diminuée deux fois plus vite que les deux contraintes latérales. Cet essai est intéressant car il est proche du chemin de contrainte suivi par le massif lors d'une excavation.

Dans le cadre des lois viscoplastique, il est également nécessaire de se caler sur des essais de comportement différé. Le principal type d'essai différé effectué au LaEGO est l'essai de fluage. Comme on l'a vu au chapitre 3.1.3, cet essai consiste à appliquer un déviateur de contraintes constant sur un échantillon et à mesurer les déformations générées au cours du temps. Cette opération peut ensuite être répétée à intervalles réguliers formant ainsi plusieurs paliers de contrainte, et donc plusieurs phases de déformations successives. Cela permet de tester différents niveaux de chargement sur un seul et même échantillon.

4.5.2 Calage des paramètres sur essais triaxiaux instantanés

Il s'agit maintenant de définir les paramètres d'écrouissage et ceux liés à la loi de dilatance. Cette phase est en définitive la plus délicate puisque le modélisateur n'a *a priori* aucune idée des valeurs pouvant être prise par les paramètres d'écrouissage et de dilatance pré-pic. Or l'usage montre, et en particulier lors de la simulation de couplage hydromécanique, que le choix de ces paramètres est très grand et peut rapidement entraîner une erreur numérique. De plus, étant donné les interactions et interdépendances entre les paramètres, la tâche s'avère ardue si l'on ne dispose pas d'un jeu préexistant. L'enjeu de ce paragraphe est de montrer comment se caler sur les essais de laboratoire à partir d'un jeu de paramètres disponible.

4.5.2.1. Simulation d'un essai triaxial non drainé

Avant de tenter de se caler sur les essais triaxiaux non drainés avec les paramètres d'écrouissage et de dilatance, deux points préalables de simplification sont conseillés :

- considérer l'essai comme instantané, et s'affranchir ainsi dans un premier temps des paramètres viscoplastiques (valable également en couplé). La méthode la plus simple est d'imposer $A_v = 0$.
- minimiser les déformations volumiques, et s'affranchir ainsi des difficultés numériques liées à de trop fortes contractances ou dilatances, effets fortement amplifiés par le caractère non drainé de l'étude (les pressions d'eau peuvent

devenir très fortes positivement et/ou négativement). L'usage montre que des valeurs de l'ordre de 0,01 pour les deux paramètres de dilatance pré-pic ($\mu_{0,v}$ et $\xi_{0,v}$) permettent dans un premier temps de s'affranchir des problèmes de trop fortes déformations volumiques.

Une fois ces points établis, le calage proprement dit peut se faire. D'un côté, les paramètres de dilatance permettent de se caler sur les déformations volumiques ; et de l'autre côté, les paramètres d'érouissage permettent de se caler sur les courbes contrainte-déformation. Mais du fait de l'interdépendance des paramètres, chaque paramètre va plus ou moins influencer l'ensemble des courbes à caler : il est donc nécessaire d'effectuer de nombreux « allers-retours » jusqu'à obtenir un calage satisfaisant.

4.5.2.2. Calage des paramètres de la loi de dilatance

Comme on vient de le voir, les réponses numériques lors d'un calcul couplé sont fortement dépendantes des paramètres de la loi de dilatance. Les calculs non couplés ne sont pas aussi sensibles à la dilatance en particulier lors de la phase pré-pic.

Le calage sur les mesures de déformations volumiques permet d'ajuster les paramètres de dilatance pré-pic. Des rétrocontrôles systématiques sur les mesures de déviateur sont nécessaires puisque la modification de déformation volumique influence fortement le déviateur via l'influence de la pression d'eau.

Argilite du COx : $\mu_{0,v} = 0,02$ et $\xi_{0,v} = 0,03$.

4.5.2.3. Calage des niveaux et paramètres d'érouissage

Les niveaux d'érouissage ξ_{pic} , ξ_e , ξ_{ult} permettent de caler respectivement la position du pic, de la phase intermédiaire de clivage et de l'état ultime en fonction de la déformation imposée. Par exemple, pour le pic, plus le paramètre ξ_{pic} sera petit, plus le pic sera atteint pour une faible déformation. En réalité, ces paramètres interviennent en fin de calage, pour affiner les positions des transitions (seuils) une fois que les autres paramètres ont été établis.

Les paramètres d'érouissage x_{ams} et η permettent d'ajuster l'allure des courbes entre deux seuils de résistance. Ainsi, x_{ams} détermine la courbure de la courbe en phase pré-pic : plus x_{ams} est grand, plus la courbe se rapproche d'une droite. De la même façon, η détermine la courbure en phase post-pic après le seuil de clivage, et plus η est grand, plus la courbe tend vers une droite.

Argilite du COx : $\xi_{pic} = 0,009$, $\xi_e = 0,019$, $\xi_{ult} = 0,3$, $x_{ams} = 0,01$, $\eta = 0,03$.

4.5.2.4. Simulation d'essais pour l'argilite du COx

La Figure 4.12 présente les simulations et le calage de deux essais CTC pour deux contraintes de confinement différentes (5 et 10 MPa).

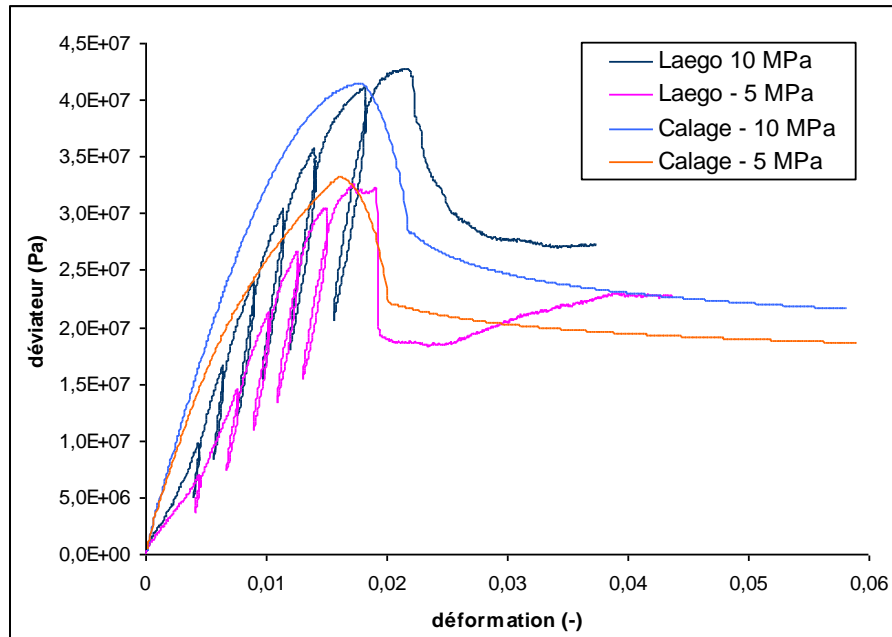


Figure 4.12 : Simulation d'essais triaxiaux à différents confinements – courbes contrainte-déformation

Les deux figures suivantes (4.13 et 4.14) présentent les déformations volumiques et les pressions d'eau relevées au cours des mêmes essais que précédemment. Seules les déformations volumiques sont disponibles expérimentalement, uniquement jusqu'au pic de contrainte. Il est toutefois intéressant de tracer l'évolution des pressions pour voir que les variations de déformation volumique et celle de pression d'eau sont intimement liées, tout du moins en conditions saturées en eau comme c'est le cas ici.

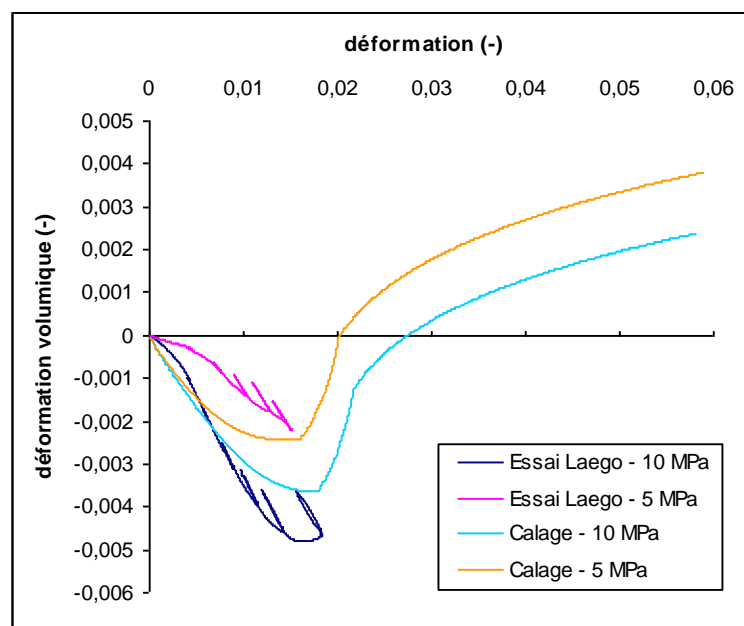


Figure 4.13 : Simulation d'essais triaxiaux à différents confinements – courbes de déformation volumique

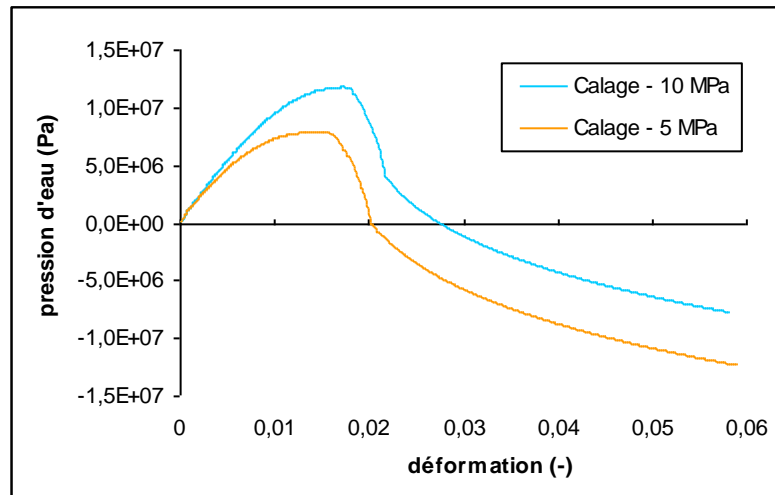


Figure 4.14 : Simulation d'essais triaxiaux à différents confinements – évolution des pressions d'eau

La figure suivante montre les chemins de contrainte suivis par les deux essais CTC présentés dans le plan des contraintes effectives. On note que pour l'essai à 5 MPa de confinement, lors de la phase pré-pic, la contrainte effective minimale se rapproche de 0 et entraîne une augmentation forte de la contrainte effective maximale. On met ainsi en évidence une force du modèle *L&K* décrit au chapitre 3 qui prend en compte la forte dilatance du matériau lorsque le confinement devient faible. Le résultat décrit ici est directement lié à ce phénomène.

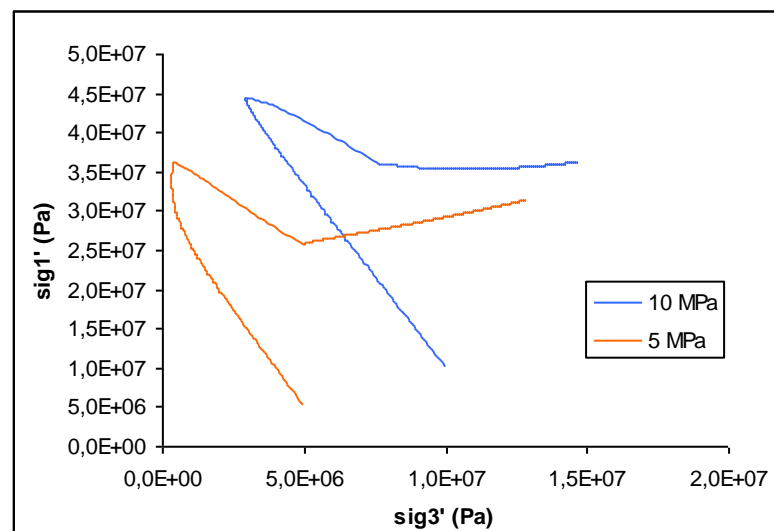


Figure 4.15 : Simulation d'essais triaxiaux à différents confinements – chemins de contrainte

Essai RTC

L'essai RTC est un essai où l'on réduit le confinement en maintenant la contrainte axiale constante.

L'essai expérimental disponible considère une contrainte isotrope initiale de 60 MPa. Le confinement est ensuite réduit jusqu'à s'annuler en contrainte totale. Le chemin suivi en contrainte effective est différent comme le montre la figure suivante.

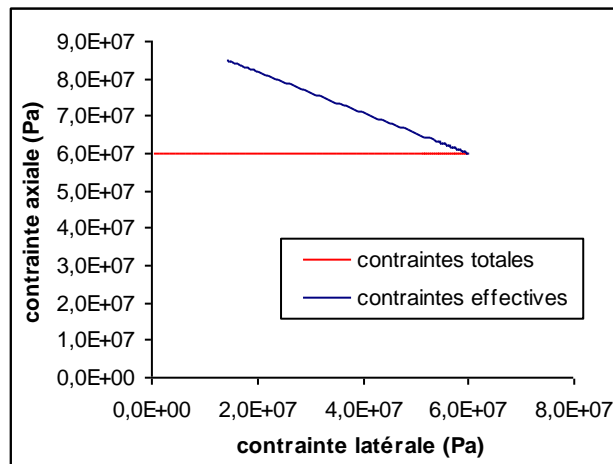


Figure 4.16 : Chemins de contraintes totales et effectives pour l'essai RTC

La Figure 4.17 montre la comparaison entre la courbe expérimentale et la simulation. Il s'agit avant tout d'une simulation de contrôle puisqu'il est délicat de changer les paramètres déjà calés sur l'essai CTC. Mais si la simulation avait été très différentes, il aurait fallu revoir tout le calage précédent.

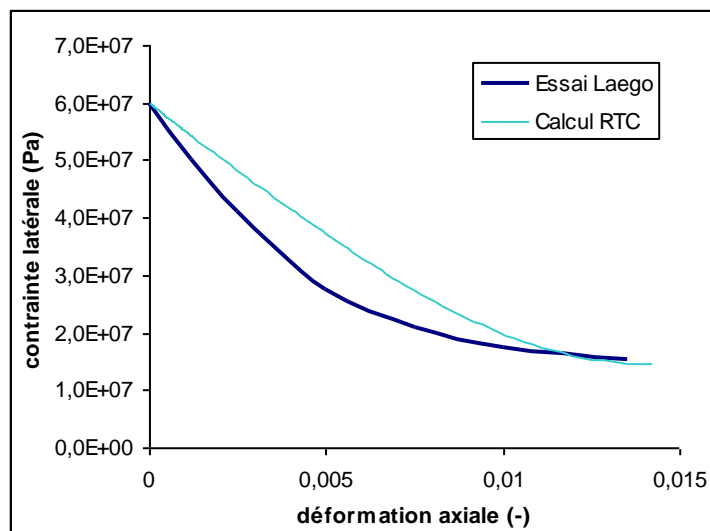


Figure 4.17 : Simulation d'un essai RTC et comparaison avec la courbe expérimentale

4.5.3 Calage sur essais d'extension

Les essais d'extension permettent de caler le paramètre d'extension H_0° qui avait été pris par défaut égal à 1,102. On rappelle que ce paramètre permet de contrôler la convexité des seuils dans le plan (π). Le chemin de contrainte suivi par l'essai CTC suivant l'axe de la contrainte

maximale, le résultat des essais n'est pas impacté par un changement de convexité des seuils. En revanche, si l'on suit un chemin de contrainte d'un essai en extension, la convexité des seuils va avoir une grande importance. L'intérêt de la démarche est donc de caler librement ce paramètre H_0^e sans toucher au calage des essais triaxiaux effectués précédemment.

Essai TE

L'essai TE est un essai triaxial en extension à pression moyenne constante. On a vu que l'intérêt d'un tel essai réside dans le fait qu'il est proche du chemin de contrainte suivi par le massif lors d'une excavation.

L'essai expérimental disponible considère un état de contrainte isotrope initial de 40 MPa (Figure 4.19). La contrainte axiale est ensuite diminuée deux fois plus vite que les deux contraintes latérales sont augmentées. Le chemin de contrainte suivi est présenté sur la Figure 4.18. Puisqu'il s'agit d'une pression moyenne constante, les contraintes totales et effectives sont confondues.

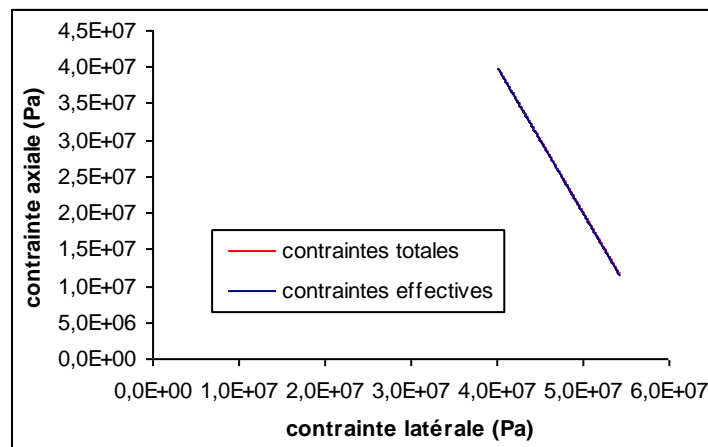


Figure 4.18 : Chemins de contraintes totales et effectives pour l'essai TE

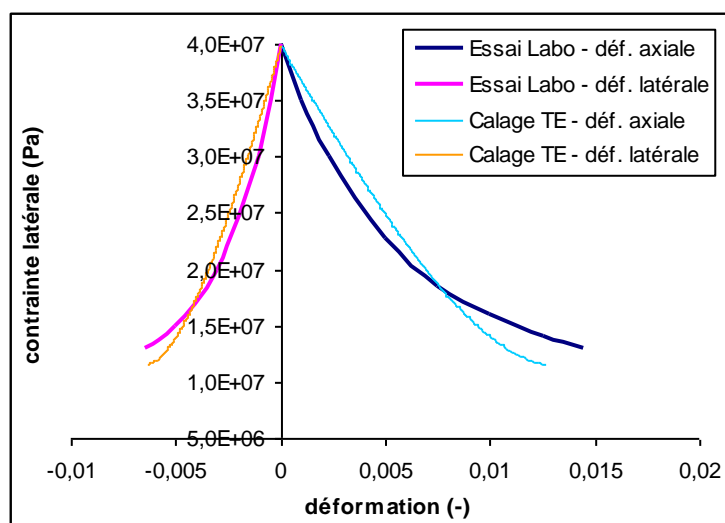


Figure 4.19 : Simulation d'un essai TE et comparaison avec les courbes expérimentales

Essai CTE

Le dernier essai disponible est l'essai CTE où l'on augmente le confinement tout en maintenant la contrainte axiale constante. Le chemin de contrainte suivi est présenté sur la Figure 4.20. L'état de contrainte isotrope initial est de 5 MPa. Le confinement est ensuite augmenté jusqu'à 23 MPa (Figure 4.21).

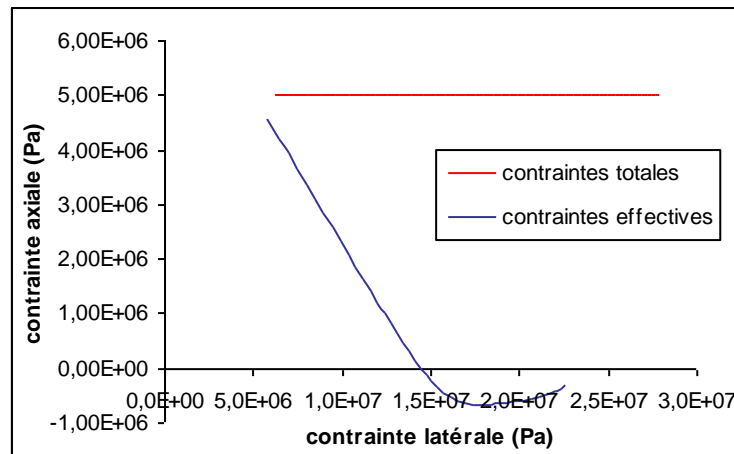


Figure 4.20 : Chemins de contraintes totales et effectives pour l'essai CTE

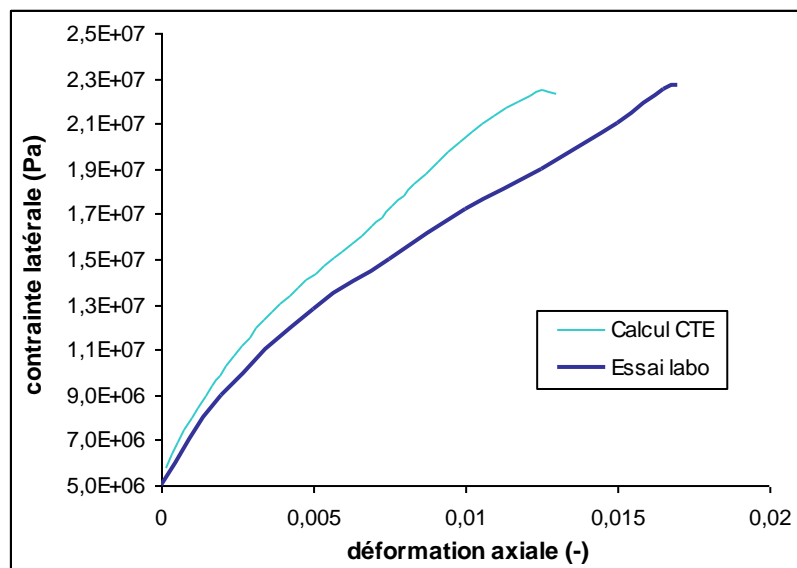


Figure 4.21 : Simulation d'un essai CTE et comparaison avec la courbe expérimentale

Ces essais ont été calés au mieux en prenant pour H_0^e une valeur de 1,3. Les courbes des figures précédentes tiennent compte de cette nouvelle valeur.

Argilite du COx : $H_0^e = 1,3$.

4.5.4 Calage des paramètres viscoplastiques sur essais de fluage

Les paramètres viscoplastiques restant à définir sont ceux qui pilotent la cinétique de fluage, A_v et n_v , et le paramètre d'écrouissage viscoplastique ξ_{v-max} .

L'identification de ces paramètres requiert la donnée d'essais de laboratoire caractérisant le comportement à long terme du matériau et présentés au chapitre 3 : essais de fluage, essais de relaxation ou encore essais triaxiaux réalisés à différentes vitesses de chargement. De tels essais sont difficiles à mettre en pratique, et donc peu nombreux, du fait de l'importante échelle de temps qu'ils sollicitent. En général, ils se limitent à quelques jours d'étude, au mieux quelques mois, ce qui est relativement court par rapport aux problématiques liées au stockage de déchets à long terme.

L'exemple de calage ci-dessous (Figure 4.22) se base sur un essai de fluage réalisé par le LaEGO sur l'argilite du COx. Un des échantillons a été soumis à deux paliers de déviateur de contraintes de 6,5 MPa puis 13 MPa pour un confinement constant de 8,5 MPa. L'échantillon est saturé et non drainé, mais la pression d'eau n'est pas contrôlée.

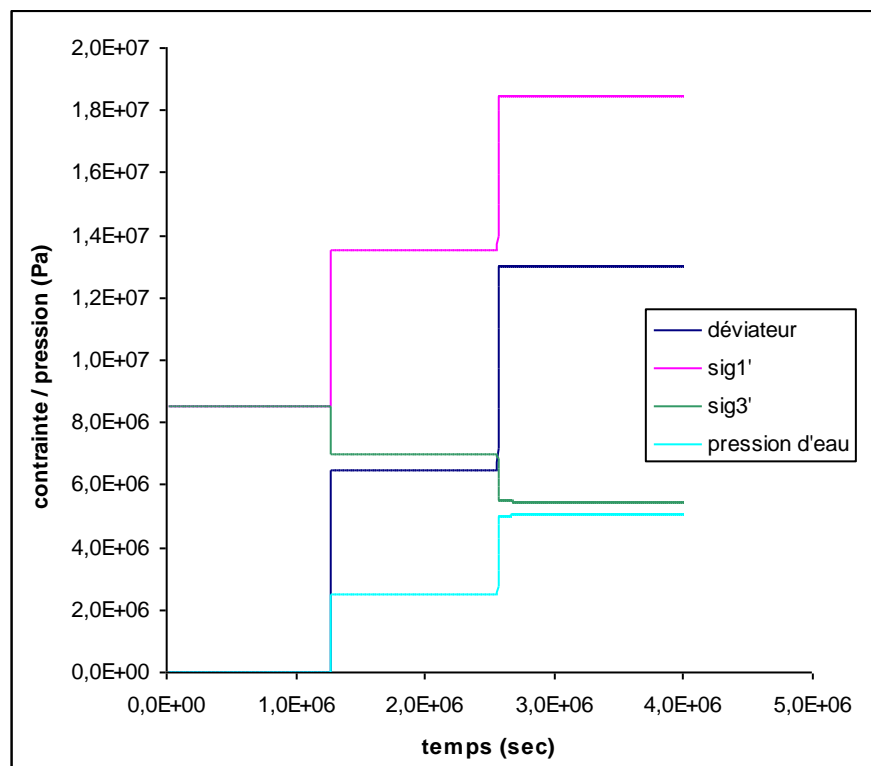


Figure 4.22 : Essai de fluage – paliers de déviateur imposés

Une première remarque porte sur le palier de contrainte initial : il s'agit d'un chargement hydrostatique portant l'état de contrainte à 8,5 MPa mais à déviateur nul. Les essais de fluage expérimentaux du LaEGO (Hoxha, 2004) présentés au chapitre 3 montrent qu'il y a immédiatement un fluage dès ce premier chargement. Zhang et al. (2004) constate la même chose et en conclut qu'il n'y a pas de limite inférieure de fluage pour les argilites. Cela indiquerait que l'ouvrage n'est pas stable à l'état hydrostatique régnant initialement, avant toute excavation. La définition même du modèle $L\&K$ empêche d'avoir un fluage à l'état hydrostatique, sinon il y aurait également plasticité instantanée puisque le seuil plastique

initial et le seuil viscoplastique initial sont confondus. Il serait envisageable de les découpler mais cela entraînerait la création de nouveaux paramètres pour le modèle.

L'essai de fluage sur les deux paliers de contrainte successifs est finalement présenté à la Figure 4.23 après calage de la modélisation sur les essais de laboratoire. Les paramètres choisis sont résumés en fin de paragraphe.

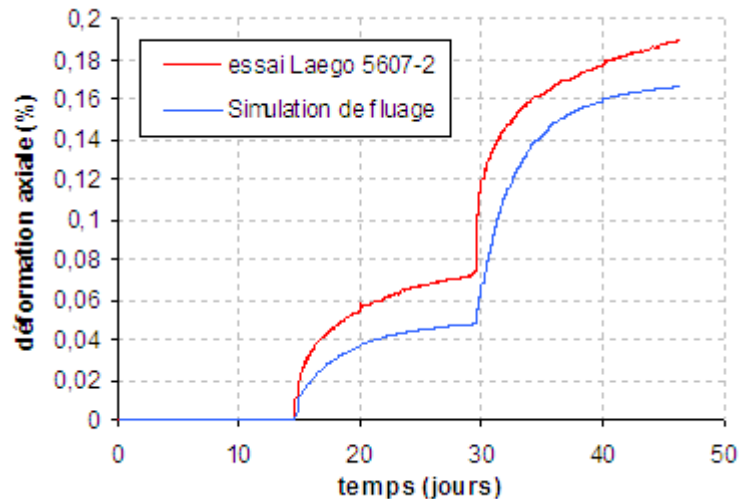


Figure 4.23 : Calage de la cinétique de fluage sur un essai expérimental sur l'argilite du COx

Pour finir, il faut reprendre l'essai triaxial avec les paramètres viscoplastiques déterminés ci-dessus, et vérifier que le calage est toujours bon. La difficulté majeure de la démarche est d'établir un jeu de paramètres unique qui convienne à tous les essais sur lesquels on se cale. Cette difficulté vient du fait qu'il existe un couplage entre les mécanismes élastoplastiques et viscoplastiques dans le modèle *L&K*. Si des modifications doivent être apportées, il faut refaire la démarche de vérification croisée autant de fois qu'il est nécessaire.

Argilite du COx : $A_v = 2.10^{-11} \text{ s}^{-1}$, $n_v = 1,5$, $\xi_{v-\max} = 0,003$.

4.5.5 Bilan des paramètres du modèle *L&K* après calage

Le Tableau 4.1 suivant récapitule les paramètres du modèle *L&K* pour l'argilite du COx, après calage sur les essais de laboratoire disponibles.

Champ	Paramètre	Valeur
Paramètres élastiques	E	4.10^9 Pa
	ν	0,12
Paramètres de couplage	n	0,18
	b	0,6
	K_{int}	10^{-20} m^2

Seuils élastoplastiques	P_a	1.10^5 Pa
	σ_c	32.10^6 Pa
	a_0	1
	a_{pic}	0,4
	a_e	0,66
	m_0	0,01
	m_{pic}	10
	m_e	2,8
	m_{ult}	0,8
	s_0	0,1
Écrouissage élastoplastique	ξ_{pic}	0,009
	ξ_e	0,019
	ξ_{ult}	0,3
	x_{ams}	0,01
	η	0,03
Extension	γ_{CJS}	0,8
	H_0^e	1,3
Mécanisme viscoplastique	m_{v-max}	3
	A_v	2.10^{-11} s ⁻¹
	n_v	1,5
	ξ_{v-max}	0,003
Lois de dilatance	$\mu_{0,v}$	0,02
	$\xi_{0,v}$	0,03
	μ_1	0,1
	ξ_1	0,12

Tableau 4-1: Récapitulatif des paramètres *L&K* de l'étude couplée HM pour l'argilite du COx

5 Méthode de régularisation

5.1	Problèmes de modélisation de la localisation	128
5.1.1	Mise en évidence	128
5.1.1.1.	Localisation sur essai triaxial	128
5.1.1.2.	Localisation sur ouvrage	131
5.1.2	Limites de la mécanique des milieux continus.....	133
5.2	Les méthodes de régularisation	134
5.2.1	Méthodes modélisant des discontinuités	135
5.2.2	Méthodes basées sur des modèles continus.....	135
5.2.2.1.	Energie constante	135
5.2.2.2.	Gradient temporel.....	136
5.2.2.3.	Gradient spatial	136
a.	Variables régularisées	136
b.	Gradient de variables internes	137
c.	Milieux à microstructure	137
5.2.3	Choix du modèle de régularisation.....	137
5.3	Formulation du modèle second gradient de dilatation	138
5.3.1	Les milieux à microstructure dilatants	138
5.3.2	Le modèle second gradient de dilatation.....	138
5.3.3	Couplage avec les équations de l'hydraulique	139
5.3.4	Discretisation spatiale par éléments finis	140
5.3.5	Intégration numérique dans Code_Aster.....	140
5.4	Couplage avec le modèle <i>L&K</i> pour des matériaux dilatants	141
5.4.1	Localisation des déformations dans une bande cisailée	141
5.4.1.1.	Modèle de Drücker-Prager (Fernandes, 2009).....	141
5.4.1.2.	Modèle de Hujoux (Foucault, 2010)	142
5.4.2	Essais avec le modèle <i>L&K</i>	144
5.4.3	Evaluation de la régularisation sur ouvrages.....	147

La mécanique des milieux continus est capable de reproduire le comportement d'un matériau réel à l'échelle macroscopique. Mais on a vu au chapitre 3 que pour de nombreux matériaux fragiles comme les géomatériaux, des mouvements intergranulaires à l'échelle microscopique peuvent apparaître, entraînant des déformations plastiques irréversibles concentrées dans des bandes de localisation qui ne peuvent pas être contrôlée par la mécanique des milieux continus classique. La considération de ces phénomènes microscopiques à travers notamment l'évolution de la dilatance a permis de modéliser en partie et par des considérations physiques ce qui se passe une fois le pic de contrainte atteint. Deux limites principales ont cependant été observées sur les résultats numériques : une incapacité de prévoir l'épaisseur de la bande de cisaillement d'une part, et une forte dépendance des résultats numériques vis à vis de la discrétisation spatiale (finesse du maillage). Si l'on souhaite prévoir de tels comportements, il est nécessaire de s'intéresser aux phénomènes micromécaniques sous-jacents.

5.1 Problèmes de modélisation de la localisation

De nombreux exemples de localisation naturelle ont déjà été présentés au cours des chapitres précédents, que ce soit à l'échelle de l'échantillon de laboratoire (bandes de cisaillement) ou de l'ouvrage souterrain (*squeezing*). Les conditions de développement de ces localisations ont même été appréhendées d'un point de vue physique au chapitre 3. L'objectif de cette section est de montrer les possibilités et les difficultés de simulation de ce phénomène.

5.1.1 Mise en évidence

Une localisation par bande de cisaillement est une zone continue, d'épaisseur régulière et non nulle dans laquelle la déformation de cisaillement est relativement forte par rapport à la déformation à l'extérieur de la bande. Il existe une discontinuité de la déformation aux frontières de cette bande, mais le champ de déplacement reste quant à lui continu.

Les premières tentatives de contrôle du développement de cette bande de cisaillement dans les modélisations ont naturellement d'abord concerné les essais triaxiaux.

5.1.1.1. Localisation sur essai triaxial

La modélisation des localisations se heurte très rapidement à la problématique de la largeur physique de la bande de cisaillement. La Figure 5.1 montre d'abord que la largeur de cette bande n'est pas identique selon le confinement, et ensuite que la nature de la déformation localisée n'est pas la même. La Figure 5.1A indique même que la bande peut ne pas être homogène sur toute sa largeur.

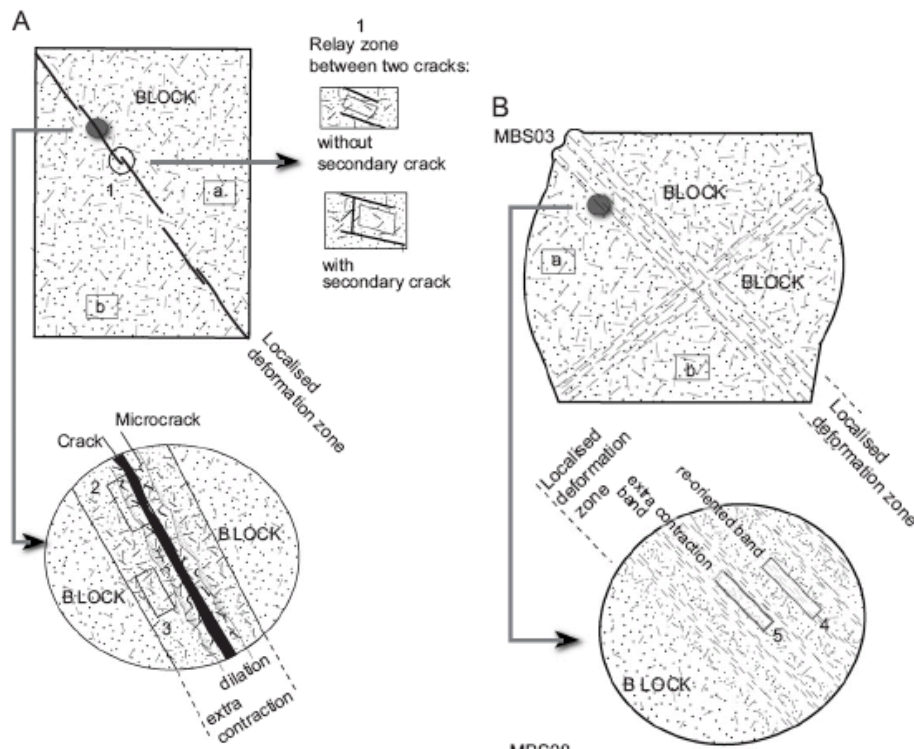


Figure 5.1 : Bandes localisées de cisaillement pour : A) faible confinement ; B) fort confinement (Raynaud et al., 2008)

Si le chapitre 3 nous a permis d'avoir une certaine confiance dans les modèles d'initiation de la localisation, il en va tout autrement dans la propagation de cette localisation. Nous allons illustrer cette difficulté à travers les simulations suivantes.

On se propose d'effectuer une modélisation d'un essai biaxial simple avec le modèle de comportement de Drucker-Prager. Pour simuler une localisation des déformations, on met en place une perturbation sur quelques mailles de l'échantillon. Constitué d'un matériau légèrement plus fragile que le reste de l'échantillon, cette perturbation est chargée d'initier une bande de localisation et éviter ainsi les solutions homogènes. Il faut rappeler que numériquement, la localisation peut être obtenue grâce à l'utilisation d'une loi de comportement mécanique adoucissante qui caractérise le fait que le matériau se dégrade avec le chargement (ce qui est le cas des géomatériaux). La Figure 5.2 montre la position de la perturbation et la réponse en déformation verticale.

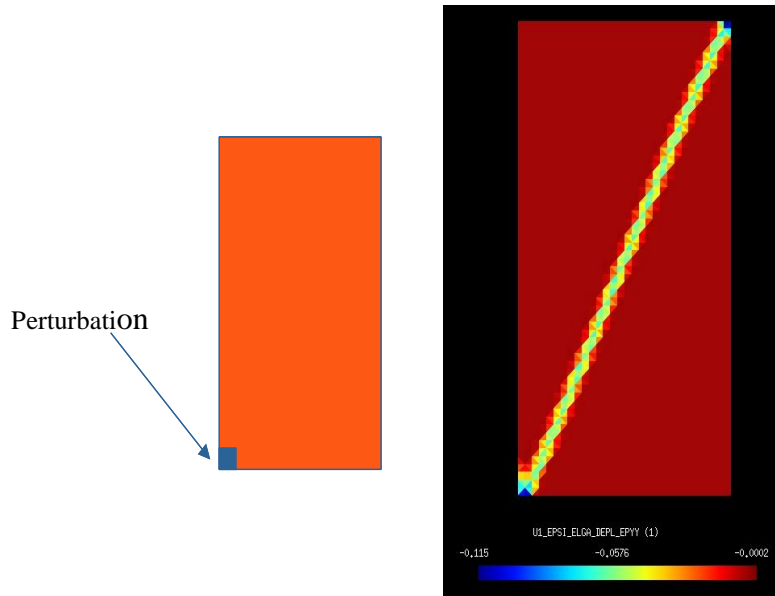


Figure 5.2 : Essai biaxial avec perturbation 1 (en bas) – Localisation des déformations verticales

Si la simulation sans perturbation est aisément modélisable, elle pose des complications non négligeables lorsque la perturbation est mise en place. La Figure 5.3 montre ainsi l'évolution de la contrainte verticale avec les déformations pour différentes situations. Outre l'essai de référence sans perturbation, on peut voir la réponse de l'échantillon à une perturbation placée en bas à gauche (1), une perturbation placée au centre à gauche (2), et enfin, la réponse d'un échantillon dont les déplacements horizontaux des bases supérieures et inférieures sont bloqués (3).

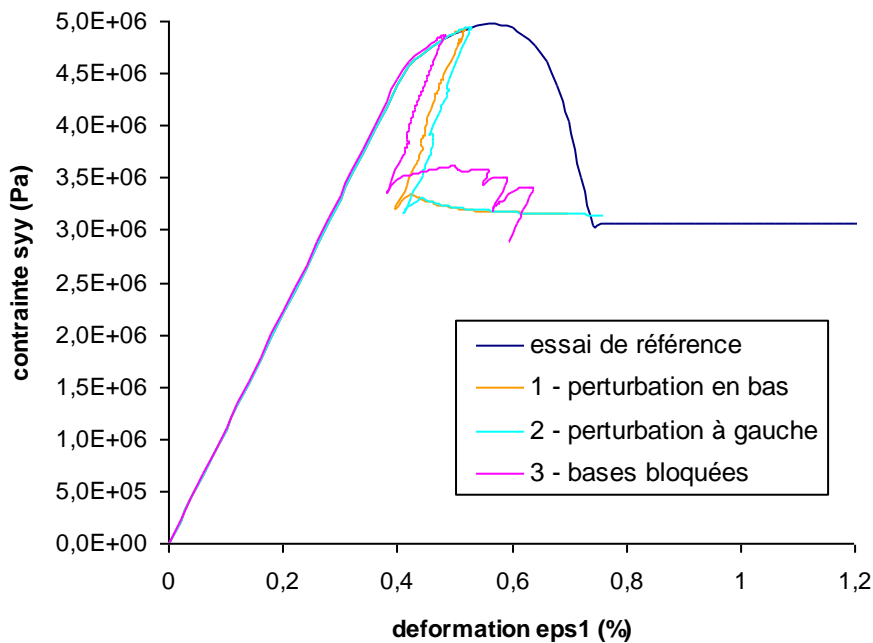
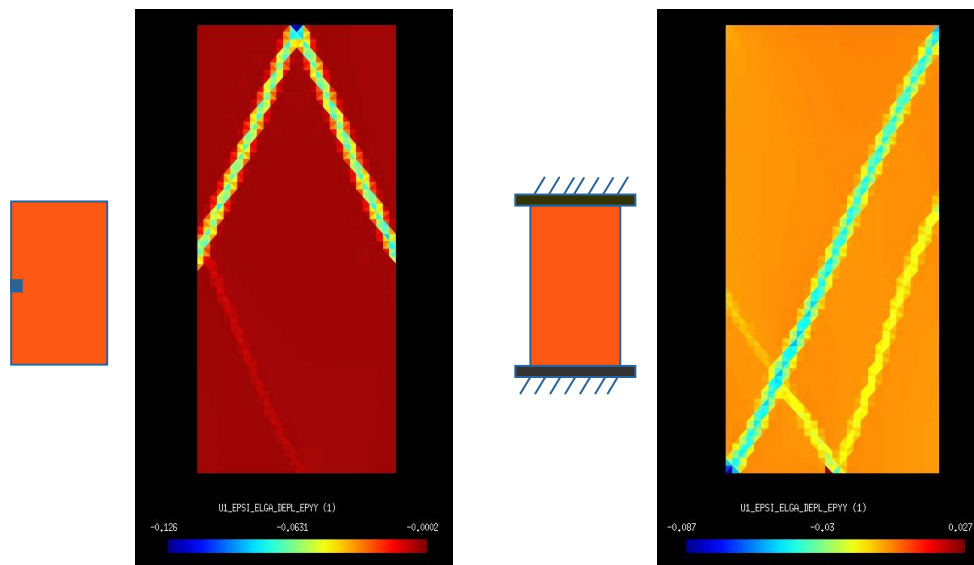


Figure 5.3 : Evolution de la contrainte verticale au sommet pour différentes localisations

La Figure 5.4 montre les résultats pour les simulations (2 – perturbation à gauche) et (3 – bases bloquées).



**Figure 5.4 : Essais biaxiaux et localisation des déformations verticales avec :
2) perturbation à gauche ; 3) bases bloquées**

Pour réaliser les différents essais avec localisation, il a été nécessaire d'utiliser une méthode numérique de suivi de réponse ou pilotage qui permet de franchir les phénomènes de *snap-back* observés. Cette méthode a en particulier été décrite par Lorentz (2004).

On rappelle que cette méthode est inapplicable aux modèles viscoplastiques ainsi qu'aux couplages hydromécaniques puisqu'elle nécessite l'utilisation d'un temps non physique. Le pilotage n'est donc pas envisageable avec le modèle *L&K* couplé hydromécanique.

La création de bande de localisation simulée a donc été possible mais ces bandes évoluent de manière non maîtrisée. Une même simulation avec les mêmes conditions aux limites peut en effet fournir des réponses différentes suivant les caractéristiques numériques de la modélisation : raffinement du maillage, taille des pas de temps ou encore instant choisi pour le déclenchement du pilotage.

5.1.1.2. Localisation sur ouvrage

A l'échelle de l'ouvrage, la problématique reste la même : comment vont évoluer les bandes de cisaillement telles que décrites selon Vardoulakis au chapitre 3 (3.1.1) ?

La Figure 5.5 montre une modélisation d'une galerie circulaire avec le modèle Drucker-Prager couplé à l'hydraulique. Nous ne détaillons pas plus ici les conditions de ce calcul (reprises en détail au chapitre 6), l'objectif est de mettre en évidence un phénomène de localisation des déformations sur ouvrage.

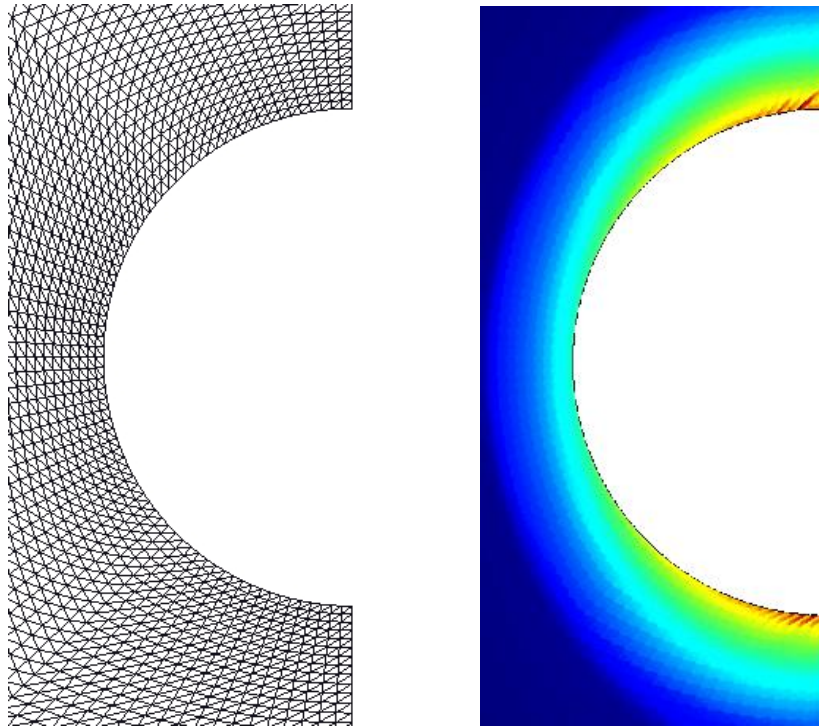


Figure 5.5 : Maillage (a) et bandes de localisation (variable d'écroissage plastique) (b) pour la simulation d'une galerie circulaire

De nombreuses bandes de localisation parallèles les unes aux autres peuvent être observées derrière la paroi, en particulier en voûte et en pied de la galerie. On remarque de plus que l'orientation de ces bandes suit l'orientation des triangles formant le maillage. Or l'orientation des bandes va avoir une grande importance dans les déformations globales de la galerie. On identifie ainsi ici un type de dépendance au maillage qui s'avère problématique dans la simulation objective du comportement d'un ouvrage.

De plus, au-delà de la représentativité des résultats, la localisation empêche également rapidement la poursuite des calculs. L'état visible sur la Figure 5.5 correspond en effet au dernier pas de temps ayant convergé. Au-delà, l'équilibre n'arrive jamais à être atteint malgré des subdivisions nombreuses des pas de temps.

Le groupe de recherche MoMaS (Modélisations Mathématiques et Simulations numériques liées aux problèmes de gestion des déchets nucléaires) a proposé un benchmark (GdR MoMas, 2011) dont le principe était de simuler l'excavation d'une galerie souterraine circulaire en conditions couplées hydromécaniques. Les conditions étaient fixées pour tous les participants avec le modèle de comportement radoucissant de Drucker-Prager. Seules les méthodes numériques étaient laissées à la discrétion des équipes.

Le bilan du benchmark, présenté par Chavant (2007) et utilisé comme modélisation de référence par Fernandes (2009), est que sur toutes les simulations bidimensionnelles des différences apparaissent entre les équipes. Ces différences sont d'ailleurs plus importantes sur les contraintes et les déformations plastiques que sur les déplacements et les pressions d'eau. Cela implique qu'une éventuelle bonne concordance sur les résultats globaux (en l'occurrence les déplacements) entre les outils logiciels ou entre simulations par rapport aux essais peut ne pas être significative, d'autant plus que l'endommagement de la roche et l'augmentation de la

perméabilité dans le terrain sont plus liés aux résultats locaux (les déformations). Les phénomènes de localisation apparaissent systématiquement : la position des fissures, leur nombre et leur épaisseur diffèrent selon le maillage ou les critères de convergence utilisés par les équipes. Des écarts de plus de 50% sont observés sur les contraintes et les déformations plastiques. L'extension de la zone endommagée est alors entachée d'une incertitude de plus de 20%.

Le détail de la modélisation du benchmark est disponible dans la thèse de Fernandes (2009). Fernandes y présente notamment deux simulations numériques identiques mais effectuées sur deux maillages différents : le premier maillage comporte 18 867 éléments pour une taille de maille de 0,05 m dans les premières couches de la cavité, tandis que le second maillage comporte 78 164 éléments pour une taille de maille de 0,015 m autour de la cavité. Les résultats concernant par exemple la variation de porosité dans le milieu (Figure 5.6) montrent une forte dépendance au maillage. Le nombre de bandes de cisaillement varie également significativement d'un maillage à l'autre.

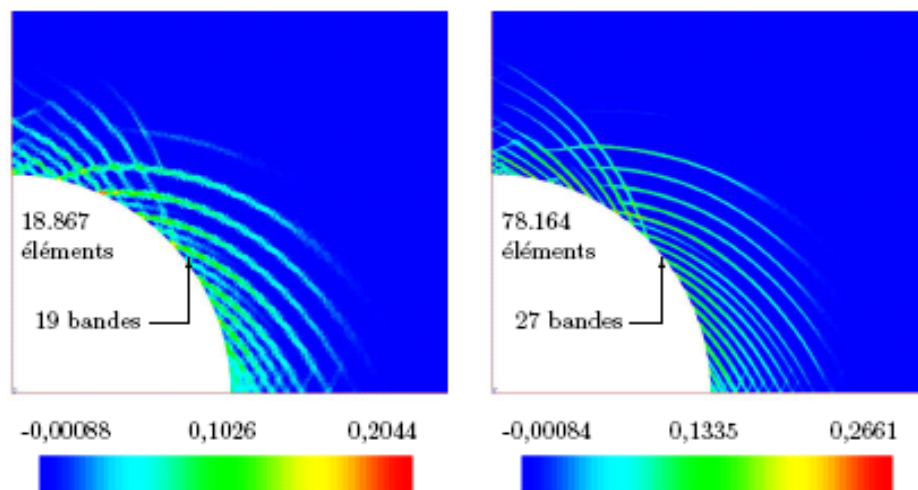


Figure 5.6 : Visualisation aux points de Gauss de la variation de la porosité dans le cas d'une simulation couplée hydromécanique décrite par une formulation locale (Fernandes, 2009)

En conclusion, bien que l'apparition de bandes de localisation soit normale et observée sur de vrais ouvrages, en termes de modélisation, cela pose des problèmes numériques importants empêchant la poursuite des calculs, notamment à long terme comme on le souhaiterait avec des modèles viscoplastiques.

5.1.2 Limites de la mécanique des milieux continus

Le cadre de nos études est celui de la mécanique des milieux continus qui repose sur l'hypothèse d'un comportement macroscopique homogène du milieu granulaire à l'échelle d'un Volume Élémentaire Représentatif (VER). Or à l'échelle fine des grains, ou échelle microscopique, les déformations plastiques constatées sont le résultat de mouvements relatifs inter-granulaires loin d'être homogènes à l'échelle du VER. Tant que le seuil critique de localisation, c'est-à-dire l'apparition d'une bande de cisaillement, n'est pas atteint, le comportement macroscopique peut être considéré comme homogène sans gros risque

d'erreur. En revanche, une fois la bande initiée, les déformations plastiques se concentrent surtout à l'intérieur de cette bande, alors que le reste du matériau tend à se relâcher. Le comportement macroscopique du matériau est alors principalement gouverné par la bande, ou plus précisément par le comportement adoucissant du matériau situé dans la bande.

Or si elle permet de situer la localisation et l'angle d'attaque des bandes de cisaillement, la mécanique des milieux continus à travers les modèles de comportement élastoplastiques ne permet pas de décrire l'évolution du système mécanique au delà de l'initiation.

Deux conséquences pratiques d'une telle limitation sont observées :

- une impossibilité de prévoir la taille et la largeur de la bande : les équations gouvernant l'équilibre sous forme incrémentale ne contiennent pas de paramètre intrinsèque ayant la dimension d'une longueur.
- une dépendance vis à vis du maillage : l'utilisation de l'approche par éléments finis impose que les champs de déformation restent continus au sein de chaque éléments. Cela introduit une longueur caractéristique artificielle qui correspond à la taille de la maille élémentaire du maillage. La modélisation va alors être gouvernée par une bande de largeur « 1 maille ». Lorsque le maillage est raffiné, la largeur de la bande va diminuer, comme l'illustre la Figure 5.7 (Chambon, 2008).

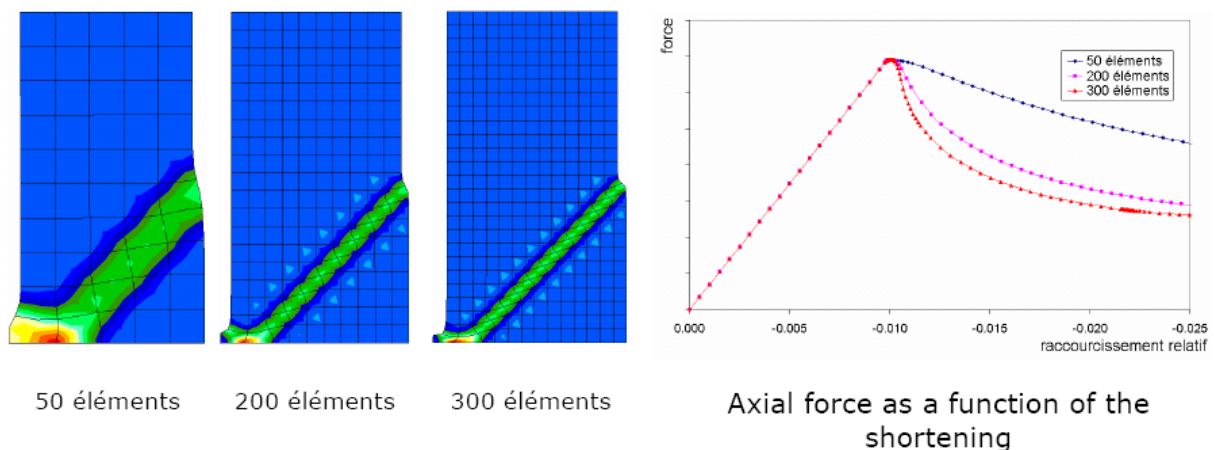


Figure 5.7 : Essai biaxial classique avec perturbation, modélisé pour différents maillages (Chambon, 2008)

La dépendance de la solution à la discrétisation spatiale est directement liée à l'absence d'une longueur interne dans les modèles continus locaux classiques. Il y a donc un intérêt évident à définir des méthodes permettant de résoudre ce problème. Les approches envisagées devront faire intervenir une longueur caractéristique contrôlant la dépendance de la solution du problème discret à la taille des éléments finis. Ces méthodes de régularisation font l'objet du paragraphe suivant.

5.2 Les méthodes de régularisation

Il existe plusieurs méthodes dites « de régularisation » pour traiter les problèmes mis en évidence ci-dessus, plutôt numériques ou plutôt physiques, mais elles ont toutes en commun l'introduction d'une longueur caractéristique spécifique à l'échelle microstructurale. Chacune

de ces méthodes ayant des spécificités en termes de champ d'application, il revient à l'ingénieur de choisir la plus adaptée à ses besoins.

L'objectif de cette section n'est pas de décrire de façon détaillée l'ensemble des méthodes de régularisation existantes (on se référera pour cela à la thèse de Fernandes (2009)) mais d'avoir une vue d'ensemble de ces méthodes afin de justifier le choix qui sera fait.

5.2.1 Méthodes modélisant des discontinuités

Les problèmes de dépendance au maillage laissent penser que la régularisation doit avant tout être une méthode d'ordre numérique et non physique. Plusieurs pistes de recherches ont donc été explorées visant à corriger numériquement les localisations incontrôlées. On peut citer notamment :

- les modèles cohésifs : basée sur des éléments de joints, cette méthode consiste à diriger à l'aide d'une force d'interaction cohésive les déplacements dans la zone qui localise. Physiquement, cela revient à contrôler l'écartement des lèvres d'une fissure.
- les modèles d'interface : le principe physique est le même que pour les modèles cohésifs, sauf que cette fois, on considère un milieu distinct pour la bande, avec un modèle de comportement différent.
- les modèles intégrant des éléments à discontinuité interne : les champs de déformation présentent une discontinuité à l'intérieur même d'un élément fini. Cela est permis par l'enrichissement de la cinématique par addition des champs classiques et d'un saut de déplacement caractéristique du matériau.

Ces modèles ont l'avantage de ne pas modifier le modèle de comportement : ils agissent effectivement comme un modèle supplémentaire mis en place uniquement dans les bandes de localisation. L'inconvénient est qu'ils nous éloignent des considérations micromécaniques présentées précédemment, notamment concernant l'importance du contrôle des déformations volumiques dans les coulages hydromécaniques. De plus, ces modèles nécessitent souvent de supposer *a priori* le chemin que devra suivre la fissure.

5.2.2 Méthodes basées sur des modèles continus

La seconde approche pour traiter les problèmes de localisation des déformations est de contrôler ce qui se passe dans la bande de cisaillement en continuant à considérer le modèle comme continu. Ce contrôle peut être apporté de trois manières : par des considérations énergétiques, en considérant le phénomène comme dynamique (contrôle temporel), ou en établissant une longueur caractéristique (contrôle spatial).

5.2.2.1.Énergie constante

Une des premières méthodes envisagées est de s'assurer que l'énergie dissipée lors de la fissuration du matériau reste constante quelle que soit la finesse du maillage. Cette méthode est relativement simple mais se heurte à deux limitations. Pour s'affranchir des effets du maillage, il est d'abord nécessaire de définir un comportement post-pic différent et adapté à chaque taille de maille. Ensuite, la bande se doit d'être incluse dans l'épaisseur d'un seul

élément, ce qui limite les possibilités de taille de maille : une taille trop petite ne sera plus physique, une taille trop grande rend la conservation d'énergie de fissuration impossible.

5.2.2.2. Gradient temporel

De nombreux auteurs cités par Fernandes (2009) montrent que l'utilisation de modèles dépendant du temps permet de régulariser naturellement les localisations des déformations. La localisation en bandes de cisaillement est alors interprétée comme un phénomène dynamique. Des modèles visqueux à but régularisant ont ainsi été spécifiquement développés. Le même constat peut être fait lors de l'utilisation d'un module de couplage hydrodynamique qui, à travers ses équations de diffusion, introduit une dépendance en temps du calcul. La dépendance au maillage est alors clairement moins sévère.

Toutefois, il apparaît que l'effet régularisant du temps correspond en réalité à une dissipation dans le temps des instabilités numériques. Le temps de dissipation de ces instabilités est difficile à évaluer et à contrôler, et va fortement dépendre des paramètres du modèle sensibles au temps, tels que la vitesse de fluage ou la perméabilité. De plus, de nombreuses simulations telles que celles réalisées avec le modèle visqueux *L&K* (cf. chapitre 6) montrent bien que l'utilisation du seul gradient temporel comme méthode de régularisation ne suffit pas.

Enfin, le dernier inconvénient des méthodes de régularisation visqueuses est qu'elles laissent de côté le contrôle de la largeur de la bande de cisaillement.

5.2.2.3. Gradient spatial

L'approche par gradient spatial consiste à enrichir le modèle continu. Les termes supplémentaires issus de cet enrichissement introduisent inévitablement des paramètres supplémentaires homogènes à des longueurs et appelées longueurs caractéristiques car spécifiques au matériau considéré.

a. Variables régularisées

Les méthodes dites « à variables régularisées » considèrent la réponse d'un point du milieu comme dépendante de la réponse des points voisins. Cette dépendance est introduite spécifiquement sur les variables liées à l'évolution plastique du matériau, en particulier les champs de déformations et les variables internes. Chacune des variables locales considérées sont remplacées par leur valeur enrichie, et introduites dans la loi de comportement, la loi d'évolution dans le cas des variables internes, ou encore dans l'énergie potentielle. L'enrichissement de la variable se fait en considérant une zone d'influence spatiale autour du point considéré. Cette zone d'influence peut être évaluée par différentes méthodes. Citons par exemple les méthodes intégrales d'évaluation d'un volume d'influence. On peut également citer les méthodes à gradient qui viennent compléter la formulation du modèle de comportement en introduisant dans la fonction seuil plastique le laplacien de la variable d'écroutissage plastique.

b. Gradient de variables internes

Le principe de ces modèles est d'introduire dans l'énergie de la structure des termes supplémentaires qui dépendent de la déformation, de l'endommagement (variables internes) et du gradient de cet endommagement. La minimisation de l'énergie de la structure va ensuite empêcher le terme en gradient de croître trop fortement.

c. Milieux à microstructure

L'écriture des milieux à microstructure (ou micromorphiques) consiste à enrichir la cinématique du milieu par l'ajout d'un tenseur du second ordre modélisant les déformations et les rotations de la microstructure du milieu étudié.

Plus précisément, les milieux micromorphiques prennent en compte en chaque point de la structure un tenseur du second ordre de composantes f_{ij} , défini comme étant le gradient cinématique microscopique. Son rôle est de décrire les transformations mécaniques à l'échelle de la microstructure. Il se décompose en un champ de micro-rotations et un champ de micro-déformations.

L'évolution macroscopique des milieux micromorphiques est finalement caractérisée par l'addition du champ de déplacement habituel u_i des milieux continus et du tenseur du second ordre f_{ij} modélisant les déformations et les rotations microscopiques.

5.2.3 Choix du modèle de régularisation

Rappelons que l'objectif est de régulariser une loi de comportement élastoviscoplastique (modèle *L&K*) couplée à une modélisation hydromécanique.

On a d'abord vu aux paragraphes 5.1.1.2 et 5.2.2.2 que la prise en compte de l'hydraulique dans le cadre de calculs couplés n'assure pas à elle seule une régularisation suffisante.

La volonté d'utiliser un seul et même modèle pour tout le matériau écarte la possibilité d'utiliser des méthodes discontinues. Le paragraphe 5.2.2.2 a également permis de montrer que les modèles visqueux tels que le modèle *L&K* ne permettent pas de remplir le rôle de régularisation souhaité.

Les modèles de milieux micromorphiques ont prouvé leur efficacité régularisante, mais ils sont complexes dans leur utilisation du fait des différentes lois de comportement à spécifier. La méthode des éléments finis implique également l'ajout de 9 degrés de liberté supplémentaires par nœud correspondant aux composantes f_{ij} . Tout cela donne des temps de calcul relativement longs et difficilement applicables à des modélisations d'ingénierie.

Cependant, il existe des modèles de milieux à microstructure « dégénérés » qui simplifient le milieu micromorphique et rendent leur utilisation plus simple. Au lieu de considérer toutes les composantes de f_{ij} , on va par exemple se concentrer sur les termes de rotations (milieux

micropolaires) ou sur la déformation volumique (milieux microdilatants). Ce dernier milieu qui sera choisi dans le cadre des modélisations de cette thèse fait l'objet du paragraphe suivant.

5.3 Formulation du modèle second gradient de dilatation

Ce modèle a été développé avec le double objectif de satisfaire aux temps de calculs demandés par l'ingénierie et de s'adapter aux géomatériaux présentant des propriétés dilatantes fortes. C'est pour cette raison que le choix a été fait de restreindre l'effet régularisant aux milieux à microstructure dilatants. Cette restriction se justifie pleinement dans le cadre des géomatériaux qui sont expérimentalement souvent très dilatants (Desrues et al., 1996). La méthode second gradient de dilatation se trouve donc limitée dans son champ d'application mais s'avère bien adaptée à notre cas.

5.3.1 Les milieux à microstructure dilatants

A l'instar des milieux à microstructure présentés précédemment, les milieux à microstructure dilatants consistent à enrichir le champ de déformation classique par une variable de déformation microscopique. Mais au lieu de prendre comme variable le gradient cinématique microscopique f qui modélise l'ensemble des déformations et rotations à l'échelle des grains de la structure, on se restreint à la partie volumique en considérant comme seule variable la variation volumique microscopique notée χ . En termes de contraintes, cela revient à ajouter à la contrainte macroscopique σ_{ij} la contrainte microscopique de dilatation κ et les doubles contraintes vectorielles de dilatation S_j .

Sur le modèle général des milieux à microstructure rappelé par Fernandes (2009), par le principe des puissances virtuelles, on obtient l'expression pour tout champ cinématiquement admissible (u_i^*, χ^*) :

$$\int_{\Omega} \left(\sigma_{ij} \frac{\partial u_i^*}{\partial x_j} + \kappa (\varepsilon_v^* - \chi^*) + S_j \frac{\partial \chi^*}{\partial x_j} \right) dv = \int_{\partial\Omega} (t_i u_i^* + m \chi^*) ds \quad (4.1)$$

Où t_i et m sont les conditions aux limites respectivement macroscopiques et microscopiques telles que :

$$t_i = (\sigma_{ij} + \kappa \delta_{ij}) n_j \quad (4.2)$$

$$m = S_j n_j \quad (4.3)$$

5.3.2 Le modèle second gradient de dilatation

Afin de simplifier l'équation constitutive, on force mathématiquement l'égalité entre les déformations volumiques microscopiques et macroscopiques, soit :

$$\chi = \varepsilon_v \quad (4.4)$$

Avec u_i^* comme seule variable puisque u_i^* et $\varepsilon_v^* = \frac{\partial u_i^*}{\partial x_i}$ ne sont pas indépendantes,

l'expression des puissances virtuelles devient alors :

$$\int_{\Omega} \left(\sigma_{ij} \frac{\partial u_i^*}{\partial x_j} + S_j \frac{\partial^2 u_i^*}{\partial x_i \partial x_j} \right) dv = \int_{\partial\Omega} \left(p_i u_i^* + P_i D u_i^* \right) ds \quad (4.5)$$

Avec comme nouvelles conditions aux limites, en faisant l'hypothèse que $P_i = 0$ et après simplification : $p_i = \sigma_{ij} n_j - \frac{\partial S_j}{\partial x_j} n_i$

Le modèle de second gradient de dilatation doit être utilisé en prenant en compte deux lois de comportement : l'une pour décrire la partie premier gradient classique reliant les contraintes σ_{ij} et les déformations ε_{ij} macroscopiques ; et l'autre pour la partie second gradient reliant les doubles contraintes microscopiques S_j et le gradient de déformation volumique $\frac{\partial \chi}{\partial x_j}$

(sous l'hypothèse que σ_{ij} et S_j sont indépendantes).

L'objectif est bien entendu d'utiliser le modèle *L&K* pour la partie premier gradient. En ce qui concerne la partie second gradient, n'importe quelle relation peut-être utilisée en théorie, mais classiquement, c'est l'élasticité linéaire qui est choisie. L'écriture en 2D de cette loi est proposée par Fernandes (2009) sous la forme :

$$\begin{bmatrix} S_1 \\ S_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3a_1 & 0 \\ 0 & 3a_1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial \chi}{\partial x_1} \\ \frac{\partial \chi}{\partial x_2} \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

avec a_1 une constante.

5.3.3 Couplage avec les équations de l'hydraulique

En associant les équations du couplage hydromécanique (2.41) avec la formulation précédente, on obtient les relations finales qui vont piloter le calcul dans le champ (u_i^*, p_w^*) :

$$\int_{\Omega} \left(\sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^* + S_j \frac{\partial^2 u_i^*}{\partial x_i \partial x_j} \right) dv = \int_{\partial\Omega} p_i u_i^* ds \quad (4.7)$$

$$-\int_{\Omega} \frac{dm_w}{dt} p_w^* dv + \int_{\Omega} M_{w,j} \frac{\partial p_w^*}{\partial x_j} dv = \int_{\partial\Omega} M_{w,j}^{ext} p_w^* ds \quad (4.8)$$

A noter que la contrainte σ_{ij} du terme premier gradient est une contrainte totale se décomposant en une contrainte effective et une contrainte de pression interstitielle (selon le modèle de l'équation (2.37)), alors que le terme doubles contraintes du second gradient de dilatation S_j ne comporte pas de partie hydraulique.

5.3.4 Discrétisation spatiale par éléments finis

La limitation aux matériaux dilatants a permis de simplifier l'écriture du milieu à microstructure. Mais pour cela, on a dû supposer l'égalité des déformations volumiques micro- et macroscopiques, ce qui impose la continuité et la dérivabilité du champ de déplacement et de son gradient. Cela revient à prendre en compte des éléments finis C1-continus.

Pour résoudre ce problème, une formulation mixte a été proposée par le biais de multiplicateurs de Lagrange. Cela consiste à introduire la contrainte mathématique (4.4) dans l'écriture de la formulation variationnelle (4.7).

En rappelant que $\varepsilon_v = \frac{\partial u_i}{\partial x_i}$, la formulation mixte est donc :

$$\int_{\Omega} \left(\sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^* + S_j \frac{\partial \chi^*}{\partial x_j} - \Lambda (\varepsilon_v^* - \chi^*) + \Lambda^* (\varepsilon_v - \chi) \right) dv = \int_{\partial\Omega} p_i u_i^* ds \quad (4.9)$$

L'utilisation de multiplicateurs de Lagrange Λ dans l'expression du principe des travaux virtuels permet ainsi aux interpolations des inconnues nodales de ne nécessiter que des conditions de C0-continuité. En revanche, cela ajoute de nouveaux degrés de liberté.

5.3.5 Intégration numérique dans Code_Aster

L'intégration du modèle second gradient de dilatation dans Code_Aster est somme toute assez simple puisqu'elle n'impose la définition que de deux nouveaux paramètres : le paramètre a_1 présenté en (4.6) que l'utilisateur se doit de définir, et le paramètre numérique Λ présenté en (4.9) qui est contrôlé par la résolution numérique indépendamment de l'utilisateur.

Et cette méthode s'avère effectivement performante, comme le montre la Figure 5.8. Fernandes (2009) a repris l'étude du benchmark MoMaS présentée au paragraphe 5.1.1.2, toujours avec le modèle de Drücker-Prager, mais en ajoutant la méthode du second gradient de dilatation. Contrairement aux résultats de la Figure 5.6, les résultats présentés ici montrent une variation de la porosité relativement similaire d'un maillage à l'autre. Il y a une bonne régularisation.

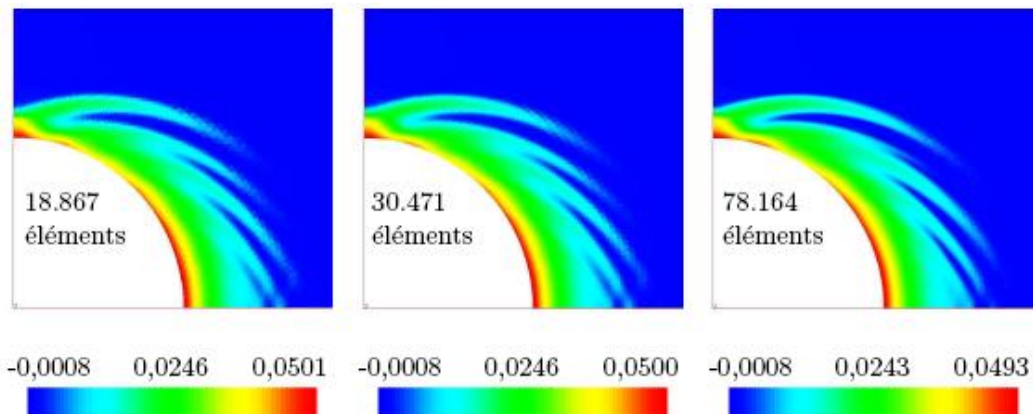


Figure 5.8 : Visualisation aux points de Gauss de la variation de la porosité dans le cas d'une simulation couplée hydromécanique décrite par la formulation second gradient de dilatation (Fernandes, 2009)

A l'heure actuelle, le modèle second gradient de dilatation est disponible sous Code_Aster pour de nombreux types de modélisation, en particulier les déformations planes 2D et les modélisations 3D.

Il reste maintenant à déterminer les paramètres de la régularisation appliquée spécifiquement au modèle de comportement *L&K*.

5.4 Couplage avec le modèle *L&K* pour des matériaux dilatants

Avant d'adapter le second gradient de dilatation au modèle *L&K*, voyons quelques exemples de modélisations utilisant cette méthode de régularisation.

5.4.1 Localisation des déformations dans une bande cisailée

Comme nous l'avons vu précédemment avec l'équation (4.6), le principal paramètre à connaître pour utiliser la méthode de régularisation par second gradient de dilatation est le paramètre a_1 lié à la longueur caractéristique. Fernandes (2009) d'abord avec le modèle Drücker-Prager, puis Foucault (2010) avec le modèle de Hujeux ont proposé en détail des méthodes d'évaluation de ce paramètre en se basant le plus possible sur des considérations mécaniques afin de relier la grandeur numérique a_1 à une longueur physique réelle. Toutefois ces méthodes de détermination ne sont pas directement applicables au modèle *L&K* car elles s'avèrent fortement dépendantes du modèle de comportement. Elles nécessitent un retour d'expérience accessible seulement après un grand nombre de modélisations.

5.4.1.1. Modèle de Drücker-Prager (Fernandes, 2009)

Fernandes (2009) propose un essai de base pour tester la méthode second gradient de dilatation. Cet essai présenté sur la Figure 5.9 a déjà été abordé au paragraphe 5.1.1 pour mettre en évidence le phénomène de localisation. L'objectif de la méthode est de contrôler la largeur de la bande de cisaillement créée. Il s'agit d'un essai biaxial pour lequel les forces externes p_i représentatives du confinement sont prises nulles sur les deux faces verticales. Le déplacement vertical est maintenu à zéro sur la base de l'échantillon, qui est elle-même bloquée horizontalement en son milieu. Le déplacement est imposé verticalement sur la base supérieure de la structure.

Les dimensions de l'échantillon sont de l'ordre de celles de l'ouvrage que l'on souhaite modéliser par la suite, et ce pour éviter les problèmes d'effet d'échelle. Notre échantillon aura donc des dimensions de 50 m sur 25 m.

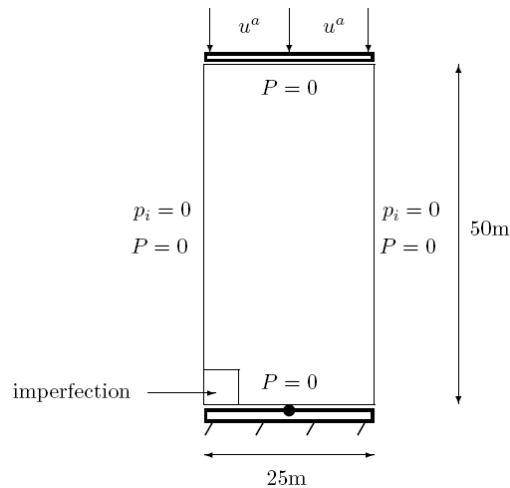


Figure 5.9 : Simulation d'un essai biaxial – conditions aux limites (Fernandes, 2009)

La Figure 5.10 présente un des résultats comparant l'état plastique instantané pour différents raffinements de maillage. L'effet régularisant est clairement visible : la largeur de la bande plastique est constante d'un maillage à l'autre.

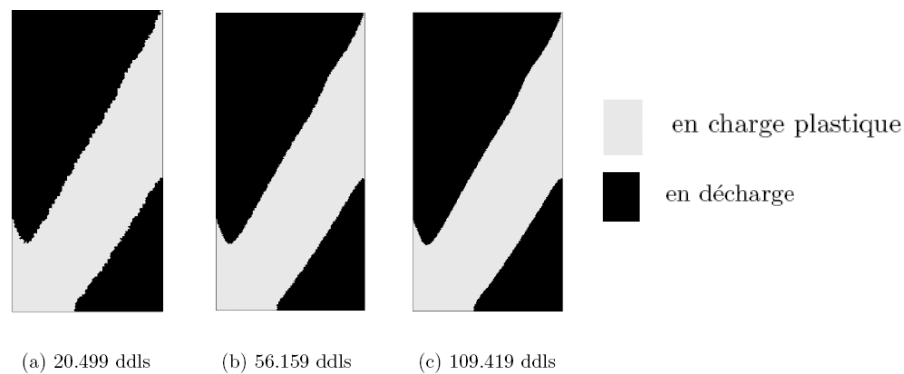


Figure 5.10 : Visualisation de l'état plastique instantané pour trois maillages (Fernandes, 2009)

Un autre constat important est que l'effet régularisant joue aussi sur la convergence quantitative : la déformation plastique cumulée ne présente pas des écarts supérieurs à 2% malgré les différences de maillage.

5.4.1.2. Modèle de Hujeux (Foucault, 2010)

Foucault (2010) cherche à paramétrer le second gradient de dilatation avec un autre modèle de comportement qui est le modèle de Hujeux. On ne présentera pas ici ce modèle, l'idée est de comparer la méthodologie. Foucault reprend en réalité la même méthode décrite par Fernandes (2009) ci-dessus, mais propose de déplacer la position de la perturbation sur l'échantillon dans le but de faciliter la localisation. La Figure 5.11 montre la position de la perturbation pour trois maillages différents qui vont servir pour l'étude comparative.

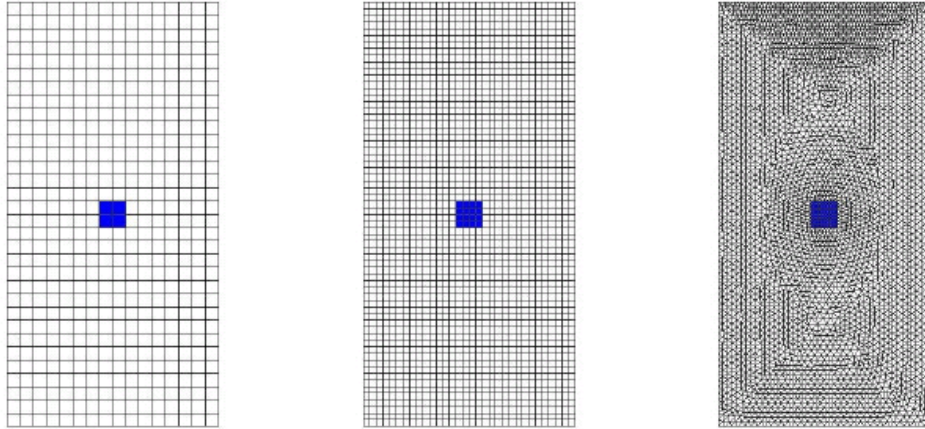


Figure 5.11 : Position de la perturbation pour trois finesses de maillage (Foucault, 2010)

Après modélisation tenant compte de la régularisation, la Figure 5.12 montre l'évolution de la force axiale en fonction du déplacement axial pour chacun de ces maillages, comparé à l'échantillon de référence sans perturbation. La régularisation semble bonne puisque indépendamment de la finesse du maillage, le comportement et en particulier le radoucissement sont assez similaires. A noter que dans ces conditions, contrairement au calcul de Fernandes (2009), il n'y a pas de *snap-back*, donc le calcul ne nécessite pas de pilotage.

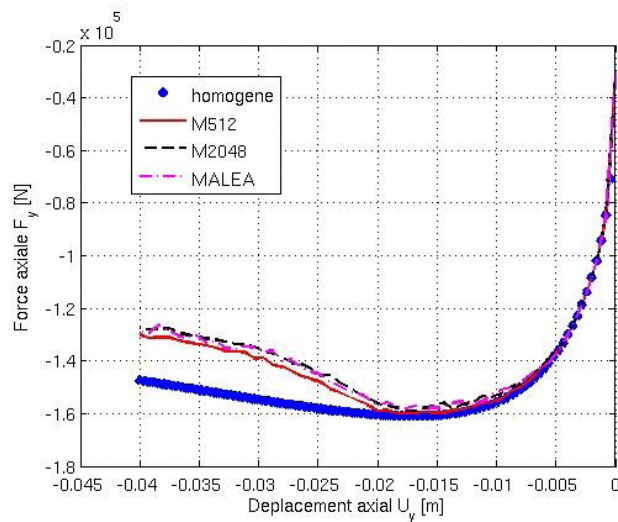


Figure 5.12 : Evolution de la force axiale en fonction du déplacement selon la finesse du maillage (Foucault, 2010)

La Figure 5.13 compare cette fois l'indicateur de plasticité pour les différents maillages. Cet indicateur varie entre -1 et 0 avant le pic de contrainte et entre 0 et 1 après le pic. Même si elles ne sont pas rigoureusement identiques, on observe que les largeurs de bande sont relativement proches d'un maillage à l'autre. Ce qui varie assez fortement en revanche c'est l'orientation et la position de la bande de localisation.

Malgré la perturbation qui crée un point de départ préférentiel pour la localisation, Foucault mentionne une grande diversité de résultats. On rappelle que le modèle second gradient de dilatation assure un contrôle de l'énergie dissipée lors de la phase post-pic et une largeur de bande indépendante de la discrétisation spatiale, mais qu'elle ne permet en aucun cas d'établir

une unicité de la solution. Cette diversité de résultats liée à la théorie de la bifurcation est également observée expérimentalement.

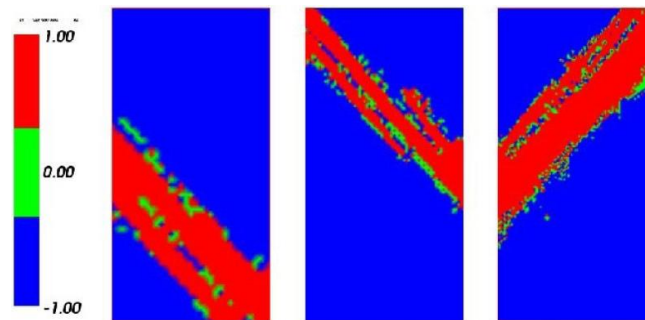


Figure 5.13 : Indicateur de plasticité pour les 3 maillages (Foucault, 2010)

5.4.2 Essais avec le modèle *L&K*

A l'heure actuelle, les paramètres empiriques présentés ci-dessus pour les modèles Drucker-Prager et Hujieux n'ont pas encore été évalués pour le modèle *L&K*.

Il est donc nécessaire de reprendre avec le modèle *L&K* la démarche suivie par Fernandes (2009) et Foucault (2010) sur les essais de localisation présentés précédemment. L'objectif est de déterminer une gamme de valeur pour a_1 qui assure à la bande de localisation une largeur minimale de l'ordre de quelques mailles (3 à 5 mailles) pour une finesse de maillage donnée.

La localisation pouvant entraîner des *snap-backs* nécessitant l'utilisation du pilotage, l'essai ne peut qu'être effectué en conditions mécaniques sans couplage hydromécanique. Le jeu de paramètres du modèle *L&K* a donc été adapté aux essais du LaEGO présentés au chapitre 4 en considérant les essais comme drainés. Ce jeu sera par ailleurs détaillé au chapitre 6.

En toute rigueur, un modèle visqueux tel que le modèle *L&K* ne peut pas non plus être utilisé avec du pilotage, car il y a perte de représentativité physique de la variable temps en suivant cette méthode (voir description du pilotage au paragraphe 1.3.2). La rapidité de l'essai effectué ici nous laisse cependant penser en première approximation que les résultats seront exploitables.

La Figure 5.14 présente la réponse de l'échantillon en suivant le déviateur en fonction du déplacement axial. Le phénomène de *snap-back* y est bien visible. Lorsqu'il s'active, le pilotage permet de trouver le nouvel état d'équilibre le plus proche, même s'il faut pour cela diminuer la déformation. Mais il arrive, comme avec la courbe représentant la réponse avec $a_1=10^9$, que certains états intermédiaire soient laissés de côté lors du calcul pour obtenir directement un état d'équilibre plus stable.

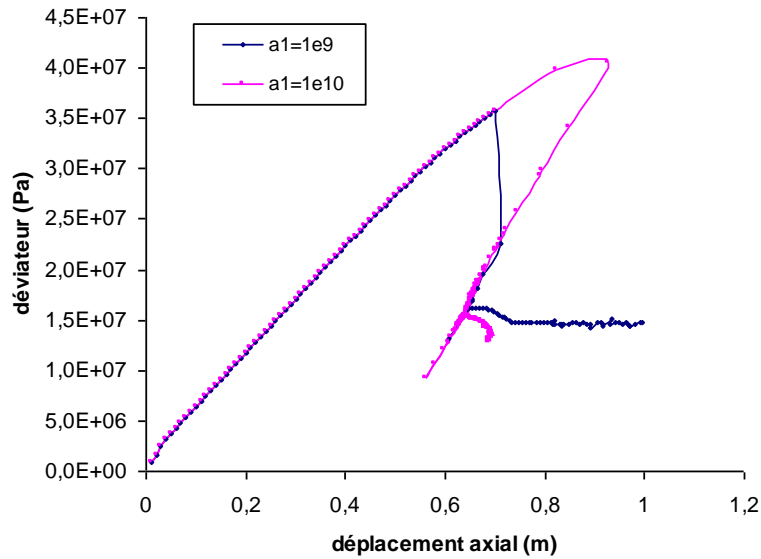


Figure 5.14 : Déviateur en fonction du déplacement axial pour un essai biaxial avec perturbation

Les premières simulations ont été effectuées avec la perturbation dans l'angle en bas à gauche de l'échantillon. La Figure 5.15 présente à côté du maillage deux résultats de localisation pour deux valeurs différentes du paramètre a_1 . La largeur de la bande est identique mais concentrée dans les deux cas sur la largeur d'une seule maille. Malgré de nombreuses tentatives en jouant sur a_1 , l'élargissement de la bande n'a pas été possible. La localisation semble trop « violente » pour être contrôlée, ce qui peut-être dû à des effets de bords. Ce phénomène a également été rencontré par Foucault (2010), ce qui a justifié le déplacement de la position de la perturbation.

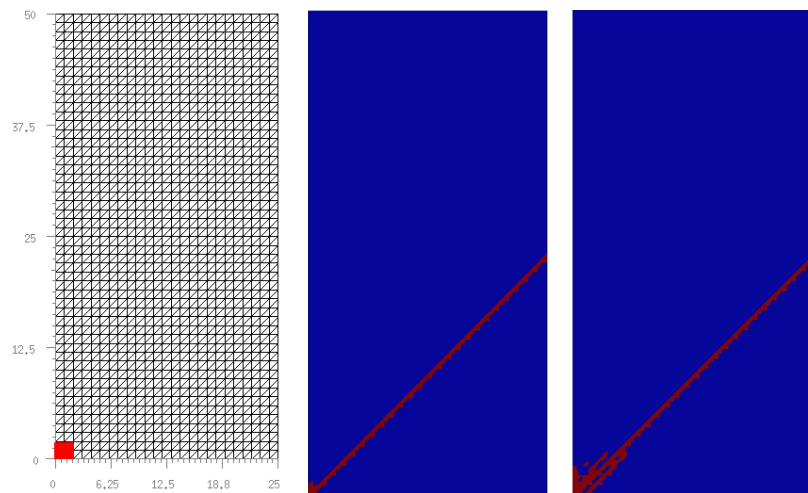


Figure 5.15 : Perturbation en bas – maillage et simulation pour deux valeurs de a_1

La perturbation a donc été déplacée vers le centre de l'échantillon pour diminuer les effets de bords. La Figure 5.16 montre deux maillages de raffinement différent (mailles de 1 m et de 0,5 m) ainsi que les bandes plastiques générées correspondantes à un instant donné. Ces résultats ont été obtenus pour un paramètre de régularisation de valeur $a_1 = 10^6$.

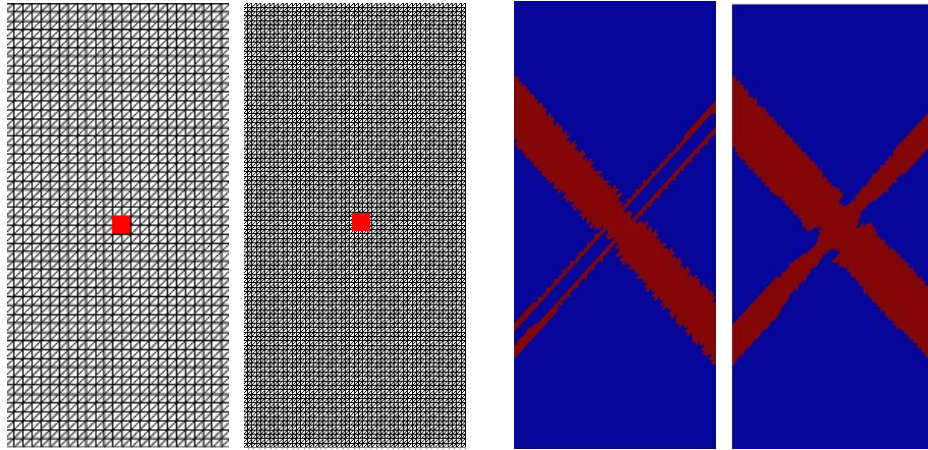


Figure 5.16 : Perturbation au centre – maillages et bandes plastiques instantanées correspondantes

La bande a pu être obtenue cette fois, malgré de grandes difficultés d'identification de la déformation pour laquelle cette bande apparaît. En effet, de très nombreux essais nous conduisaient à passer en un seul pas de temps directement de l'état sans bande de localisation à l'état avec bande localisée. La Figure 5.17 montre ainsi deux pas de temps successifs très proches l'un de l'autre mettant en évidence la grande instabilité de la bande de localisation. La bande de localisation tend très rapidement à relocaliser, voire comme sur la Figure 5.16, à se dédoubler.

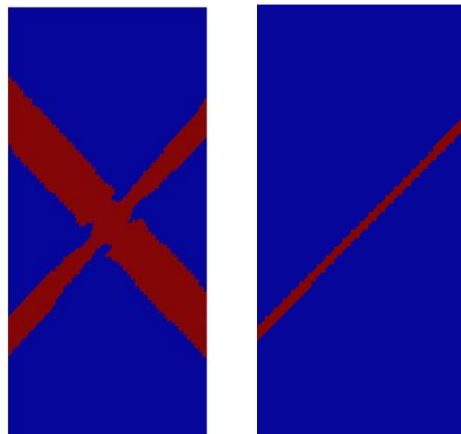


Figure 5.17 : Bandes plastiques instantanées à deux pas de temps successifs

Les résultats de la Figure 5.16 nous permettent d'obtenir une valeur pour a_1 , mais cet essai apparaît tout de même difficile pour le modèle *L&K*. Il serait intéressant d'essayer d'autres jeux de paramètres, notamment permettant d'éviter la présence de *snap-back*, ce qui permettrait de s'épargner l'utilisation du pilotage. Le choix de conserver la composante visqueuse du modèle *L&K* en présence du pilotage est en effet fortement critiquable et peut être à l'origine des difficultés rencontrées. De plus, l'essai biaxial de localisation décrit et utilisé dans ce chapitre est probablement trop sévère numériquement. Une réflexion serait donc à mener pour établir un essai de référence plus simple et moins contraignant d'un point de vue numérique.

5.4.3 Evaluation de la régularisation sur ouvrages

Bien qu'une valeur cohérente avec les travaux respectifs de Fernandes (2009) et Foucault (2010) ait pu être identifiée, la difficulté d'évaluation du paramètre a_1 sur les essais précédents nous invite à la prudence quant à l'interprétation des résultats sur ouvrage. Il s'agira d'abord de vérifier que le calcul réussit à converger, mais également ensuite de comparer les résultats pour différents maillages, et ce afin de vérifier l'indépendance réelle de la modélisation vis à vis de la discrétisation spatiale. Si une telle indépendance se confirme, le choix du paramètre a_1 pourra alors être considéré comme raisonnable. Si en revanche on remarque une influence du maillage, il sera nécessaire de reprendre les essais.

Quoiqu'il en soit, une reprise de ces essais s'avère indispensable si l'on souhaite disposer d'une méthode rigoureuse de détermination du paramètre de régularisation pour le modèle *L&K*. Cette démarche s'inscrit pleinement dans le cadre des recherches actuelles menées conjointement par EDF-R&D et le laboratoire LaEGO visant à relier ce paramètre de régularisation à sa dimension physique de longueur caractéristique, et ce à travers des essais de localisation spécifiquement orientés dans ce but.

Avec la méthode de régularisation par second gradient de dilatation désormais opérationnelle pour le modèle *L&K* sous Code_Aster, l'objectif de la thèse de modéliser une excavation en conditions couplées hydromécaniques avec le modèle *L&K* va pouvoir être atteint. Ces modélisations font l'objet du chapitre suivant.

6 Application à la problématique de stockage

6.1	Laboratoire de recherche souterrain de Bure et modélisations	150
6.1.1	Synthèse des expérimentations effectuées au laboratoire de Bure.....	150
6.1.2	Aperçu de modélisations antérieures.....	154
6.1.2.1.	Calculs mécaniques viscoplastiques.....	154
6.1.2.2.	Calculs couplés hydromécaniques	157
6.2	Modélisation 2D couplée HM avec le modèle L&K et régularisation.....	158
6.2.1	Géométrie et maillage de l'étude	158
6.2.2	Chargement	159
6.2.2.1.	L'état initial	159
6.2.2.2.	Le creusement	159
6.2.2.3.	La consolidation	162
6.2.3	Résultats et validation de la modélisation	162
6.2.3.1.	Mesure des déplacements.....	163
6.2.3.2.	Mesure des pressions d'eau.....	165
6.2.3.3.	Bilan de la modélisation	167
6.3	Etudes de sensibilité	168
6.3.1	Sensibilité numérique	168
6.3.2	Effet de la régularisation	169
6.3.2.1.	Mise en évidence de la localisation.....	169
6.3.2.2.	Indépendance au maillage	170
6.3.2.3.	Validation du paramètre a_1	171
6.3.3	Effet du fluage	171
6.3.4	Effet de l'orientation de la galerie.....	173
6.3.5	Effet de la perméabilité	176
6.3.5.1.	Perméabilité constante.....	176
6.3.5.2.	Perméabilité variable.....	178
6.3.6	Effet de la cinétique de creusement.....	180
6.3.7	Effet de l'hydraulique : calcul mécanique.....	181
6.3.7.1.	Calage du modèle en conditions drainées	182
6.3.7.2.	Résultats de la modélisation mécanique.....	183
6.4	Modélisation 3D de l'excavation	184
6.4.1	Spécificités liées au calcul 3D.....	184
6.4.2	Validation du modèle en 3D.....	186

Le modèle *L&K* initié par le Centre d'Ingénierie Hydraulique (CIH) de EDF a été développé dans le but de simuler le comportement rhéologique des massifs rocheux à court, moyen et long terme (Laigle (2004), Kleine (2007a)). Sa représentativité phénoménologique a déjà été démontrée sur plusieurs ouvrages : le laboratoire souterrain canadien de l'AECL, le tunnel ferroviaire de Tartaignille ou la galerie de Tournemire. Cette phase de validation a été menée avec le code de calcul FLAC, logiciel basé sur la méthode des différences finies. Une étude sur le laboratoire souterrain de Meuse/Haute-Marne a également été effectuée avec ce code par Kleine (2007a) puis Plassart (2011), mais sans considération de la présence d'eau. La prise en compte de ce nouveau paramètre, avec le logiciel Code_Aster et couplé à la méthode de régularisation décrite au chapitre précédent, fait précisément l'objet de cette thèse et de ce chapitre.

6.1 Laboratoire de recherche souterrain de Bure et modélisations

Ce paragraphe propose une synthèse des expérimentations disponibles dans la littérature concernant le laboratoire de Meuse/Haute-Marne et pouvant servir de points de comparaison avec les modélisations souhaitées. Quelques modélisations antérieures faisant intervenir le comportement différé ou les couplages hydromécaniques sont également rapidement abordées.

6.1.1 Synthèse des expérimentations effectuées au laboratoire de Bure

Le dossier « Expérimentation SUG » de l'ANDRA (2005c) présente un grand nombre de mesures mécaniques et hydrauliques effectuées pendant et après le creusement de certaines galeries au laboratoire de Meuse/Haute-Marne à Bure. La galerie GMR (Figure 6.1) fait partie de celles qui ont été le plus instrumentées.

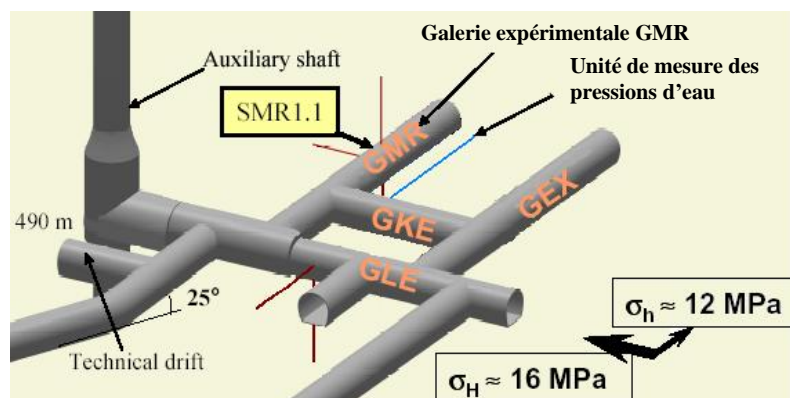


Figure 6.1 : Schéma du laboratoire lors du creusement de la galerie GMR (état en 2005)

On dispose notamment de mesures de déplacements en surface et en arrière des parois (unité de mesures renforcées SMR1.1), et également de mesures de pression de pores le long de l'axe de la galerie (galerie de 20 mètres de long). Ces dernières mesures sont obtenues grâce au forage SUG1102 qui dispose de 5 chambres de mesures (notées PRE_01 à PRE_05) et qui est disposé parallèlement à l'axe d'avancement du creusement de la galerie GMR à une distance de 2,2 m de la paroi latérale. Au final, ces appareillages permettent de connaître pour

une distance à la paroi donnée à la fois l'effet du creusement et l'effet du temps sur le comportement de l'ouvrage.

La Figure 6.2 rassemble en vue axisymétrique les différentes chambres et unités de mesure lors du creusement de la galerie GMR. Le schéma de la Figure 6.3 est une interprétation simplifiée de ces données brutes, positionnées par rapport à l'axe des mesures SMR1.1. Ce schéma servira de base de référence pour les comparaisons des mesures et des modélisations effectuées au cours de cette thèse.

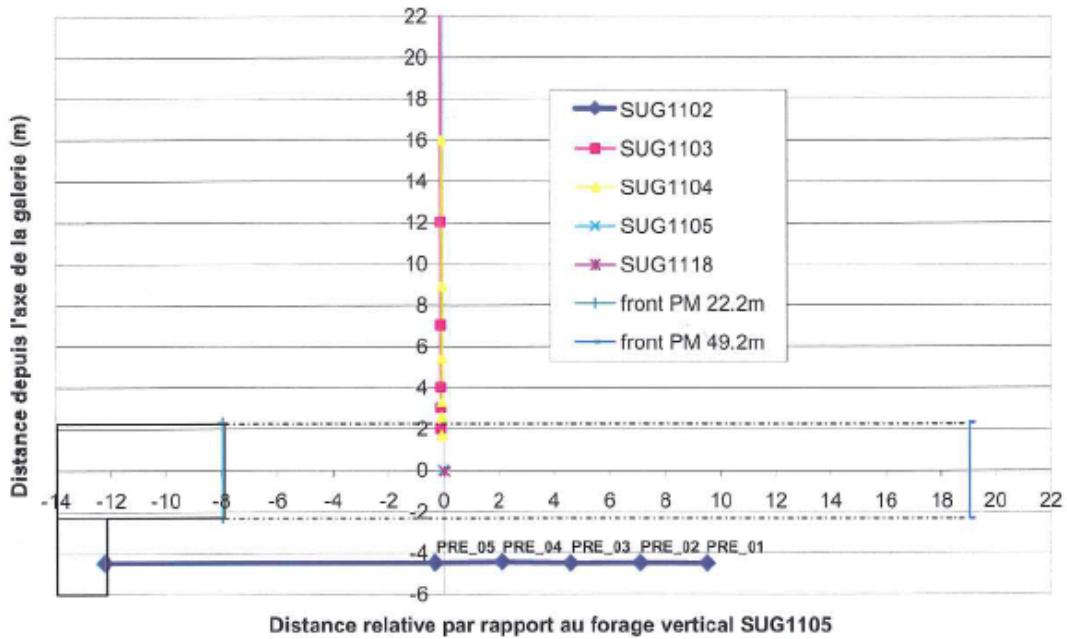


Figure 6.2 : Position des chambres et unités de mesure dans la galerie GMR (ANDRA, 2005c)

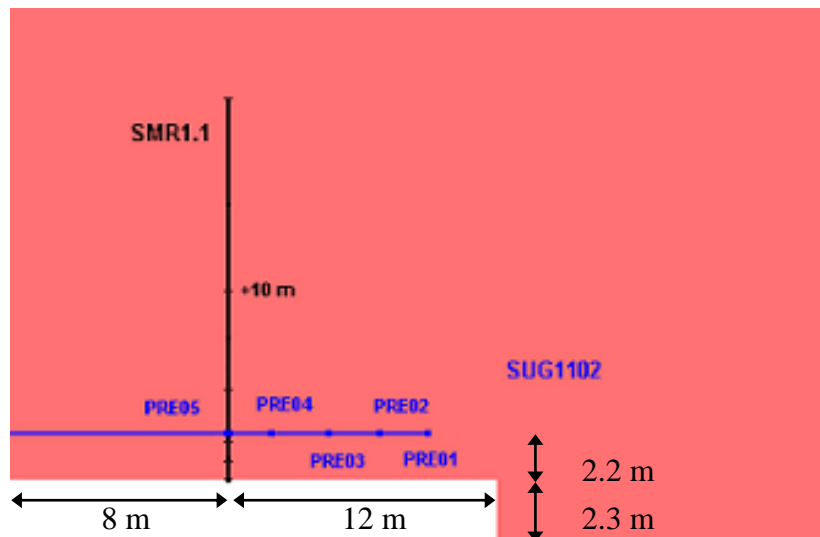


Figure 6.3 : Vue de dessus axisymétrique de l'excavation et des unités de mesure

La Figure 6.3 précédente présente donc schématiquement la position des outils de mesures en vue axisymétrique de dessus. En réalité, l'unité SMR1.1 dispose de trois directions de mesures différentes, comme le montre la perspective de la galerie GMR en Figure 6.4.

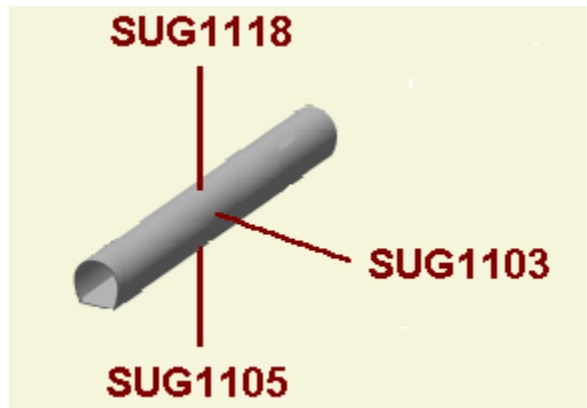


Figure 6.4 : Vue en perspective des unités de mesures SMR1.1

Ce dispositif permet la mesure des déplacements et possède 6 bases éloignées de la paroi de 0, 1, 2, 5, 10 et 20m, à l'horizontale (forage SUG1103), à la verticale en voûte (forage SUG1118) et en radier (forage SUG1105).

Pour les mesures de pressions d'eau, on a vu que l'on dispose du forage SUG1102 (Figure 6.3) qui comprend 5 chambres de mesures disposées parallèlement à l'axe d'avancement du creusement de la galerie GMR à une distance de 2,2 m de la paroi latérale. Les positions respectives de ces chambres par rapport à l'axe SMR1.1 sont les suivantes :

- PRE05 = 0 m
- PRE04 = 2,5 m
- PRE03 = 4,9 m
- PRE02 = 7,4 m
- PRE01 = 9,8 m

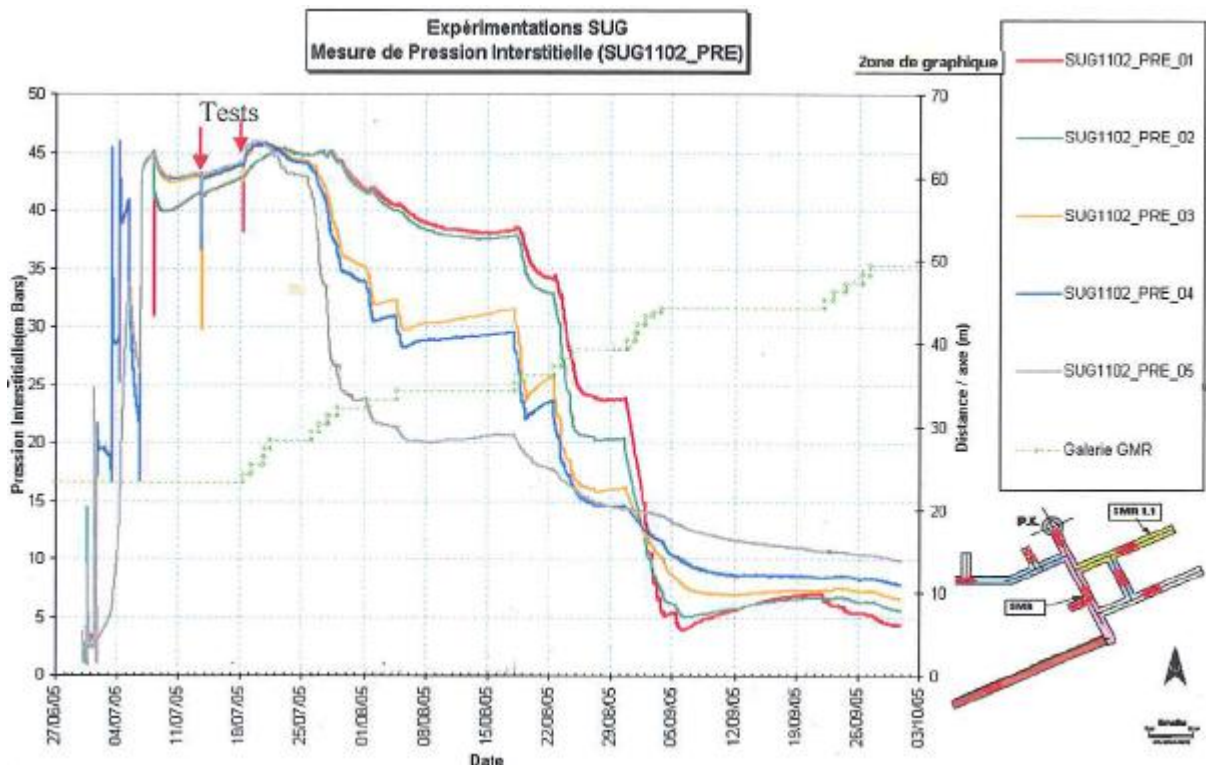


Figure 6.5 : Evolution des pressions dans le forage SUG1102 (ANDRA, 2005c)

La Figure 6.5 précédente montre l'évolution des pressions d'eau dans les différentes chambres du forage SUG1102. On y observe que les pressions d'eau sont fortement influencées par l'avancée du creusement de la galerie, ce qui traduit un fort couplage hydromécanique.

La figure suivante se focalise sur les mesures de pression de l'unité PRE05, complétées par le détail de la procédure d'excavation. On représente également l'excavation « moyenne » correspondant à une excavation à vitesse constante choisie égale à 0,5 m/j.

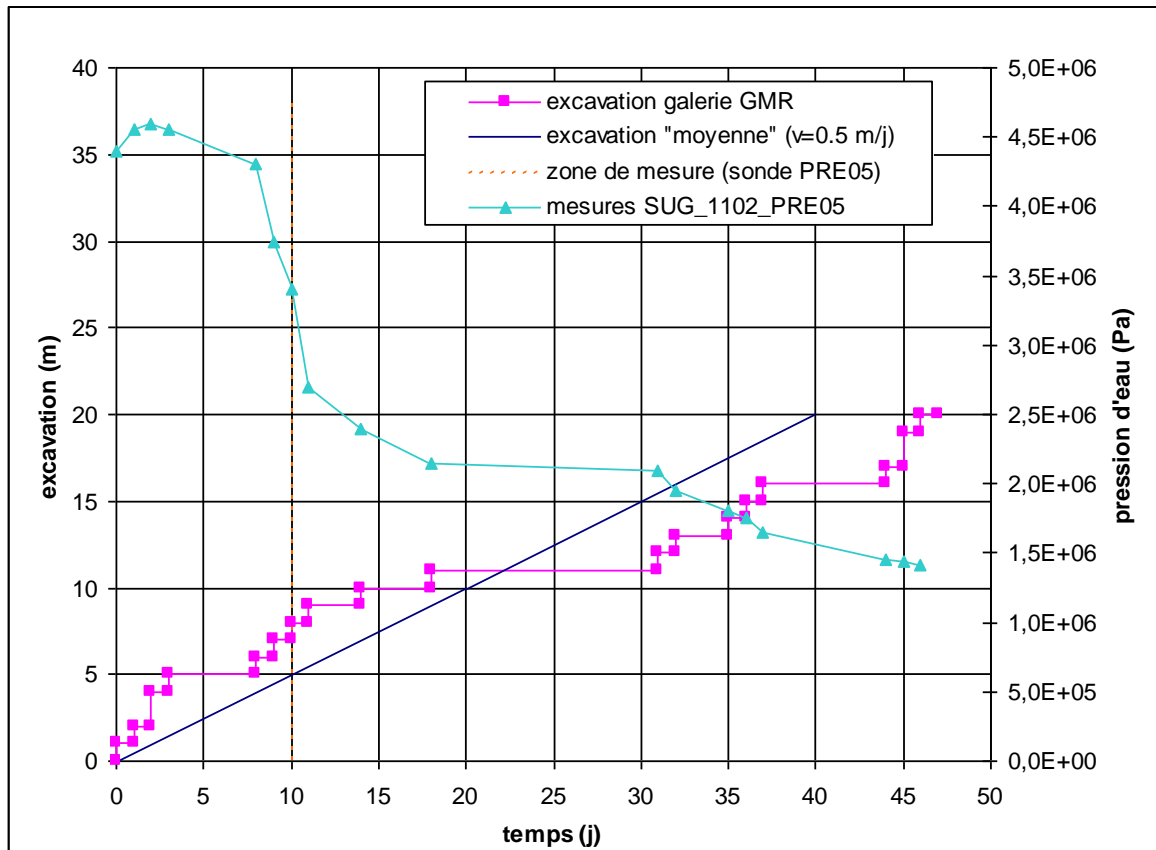


Figure 6.6 : Procédure d'excavation et évolution des pressions dans la chambre PRE05

D'autres données issues du même rapport permettent de connaître les pressions de pore après creusement, en fonction de la profondeur sous le radier (Figure 6.7). Ces données sont diverses et en vrac : elles concernent surtout la galerie GEX. En effet, seule une unique valeur est disponible pour la galerie GMR. Si l'on se base sur les mesures de la galerie GEX, on note une pression nulle jusqu'à 4 mètres sous le radier, puis une pression qui augmente jusqu'à rejoindre la pression initiale du massif à environ une dizaine de mètres sous le radier.

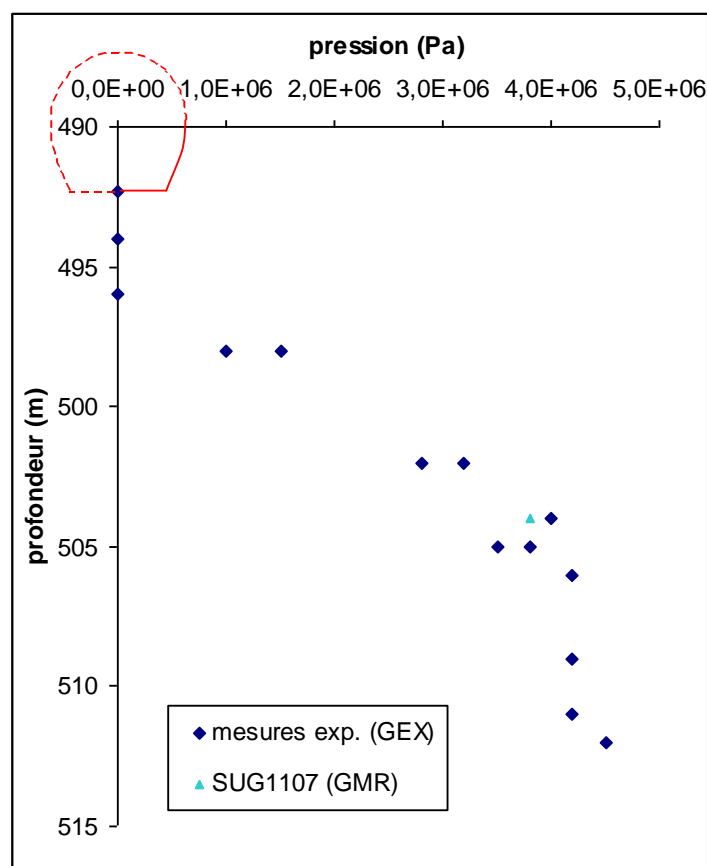


Figure 6.7 : Répartition des pressions sous le radier de la galerie GMR après excavation

6.1.2 Aperçu de modélisations antérieures

Du fait de son caractère innovant en termes de chantier de génie civil, le laboratoire de Meuse/Haute-Marne fait l'objet de nombreuses études visant à comprendre ses particularités. Différents acteurs, qu'ils soient scientifiques ou industriels, s'intéressent à cette entreprise et profitent de ce laboratoire expérimental pour améliorer leur compréhension des phénomènes spécifiques au stockage à long terme. Jusque là, la grande majorité des modélisations ont découplé les phénomènes de viscosité mécanique et les effets de couplage hydromécanique. L'objectif de ce paragraphe n'est pas de décrire de manière détaillée les modélisations, mais seulement d'avoir un aperçu des études déjà réalisées sur le sujet qui nous intéresse.

6.1.2.1. Calculs mécaniques viscoplastiques

Plusieurs modélisations ont été effectuées sur le laboratoire de Meuse/Haute-Marne prenant en compte les phénomènes d'effets différés mécaniques, notamment Gasc-Barbier et al. (2004), Fabre et al. (2006) ou encore Pellet et al. (2009). Boidy et al. (2002) présente des travaux similaires portant sur le site suisse de stockage de Mont-Terri. Ces modélisations s'imposent en effet du fait du degré de précision et d'exigence lié à la problématique de sûreté du stockage de déchets nucléaires d'une part, et du fait de l'échelle de temps imposée par cette même problématique d'autre part.

Une de ces études avec effet différé a été menée sur le laboratoire de Meuse/Haute-Marne par Kleine (2007a) dans le cadre de sa thèse, et dont le but était de retrouver avec le modèle *L&K* et le code de calcul *FLAC 2D* les résultats des mesures de convergence de la galerie GMR du laboratoire, en tenant compte des effets mécaniques différés comme le permet ce modèle.

Devant le faible nombre de données disponibles sur l'argilite, et souhaitant tenir compte de la variabilité observée de la teneur en carbonate, Kleine a proposé deux jeux de paramètres permettant d'encadrer les résultats expérimentaux : un jeu dit « argileux » à faible teneur en carbonates, et un jeu « carbonaté » représentatif des argilites à forte teneur en carbonates. La Figure 6.8 montre les simulations d'essais triaxiaux pour ces deux jeux de paramètres, pour une pression de confinement de 10 MPa.

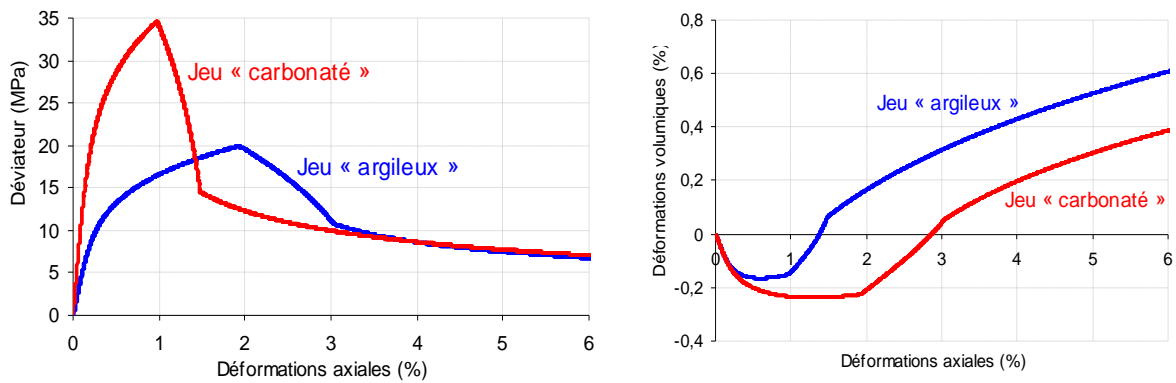


Figure 6.8 : Essais triaxiaux simulés avec *FLAC* – déviateurs et déformations volumiques (Kleine, 2007a)

La figure suivante présente le calage de la simulation de fluage sur les essais expérimentaux pour les deux jeux de paramètres. Pour effectuer ce calage, Kleine a lié les deux jeux de paramètres argileux et carbonatés aux données de fluage disponibles en fonction de la teneur en eau.

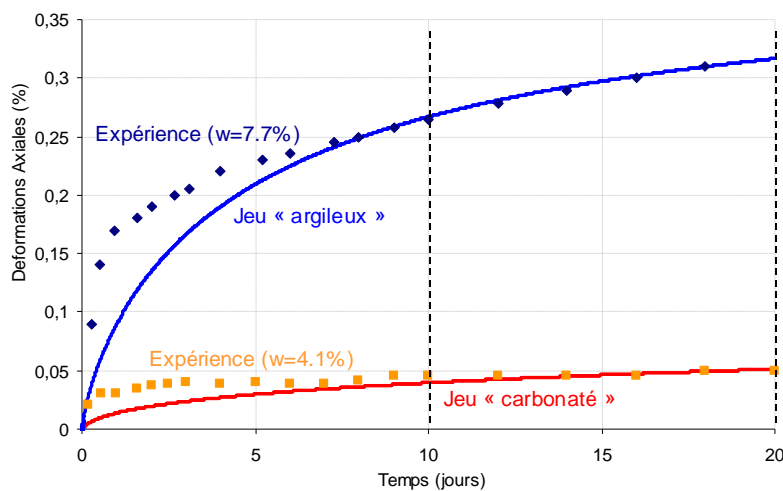


Figure 6.9 : Essais de fluage simulés avec *FLAC* (Kleine, 2007a)

Les Figures 6.10 et 6.11 montrent des exemples de résultats des modélisations après 1 an, respectivement en conditions 2D-Plan et en conditions axisymétriques. Dans les deux cas sont identifiées les zones où le massif présente une altération mécanique particulière, depuis la zone « fissurée pré-pic » où le massif est entré en plasticité, jusqu'à l'état résiduel, en passant par les différents stades physiques décrits au chapitre 3. La Figure 6.10 présente aussi une estimation de l'EDZ en considérant qu'il s'agit de la zone où la perméabilité de la roche se révèle être au moins 100 fois supérieure à la perméabilité initiale. Ne disposant pas de couplage hydromécanique, cette perméabilité est en réalité calculée *a posteriori* à partir des résultats du calcul mécanique.

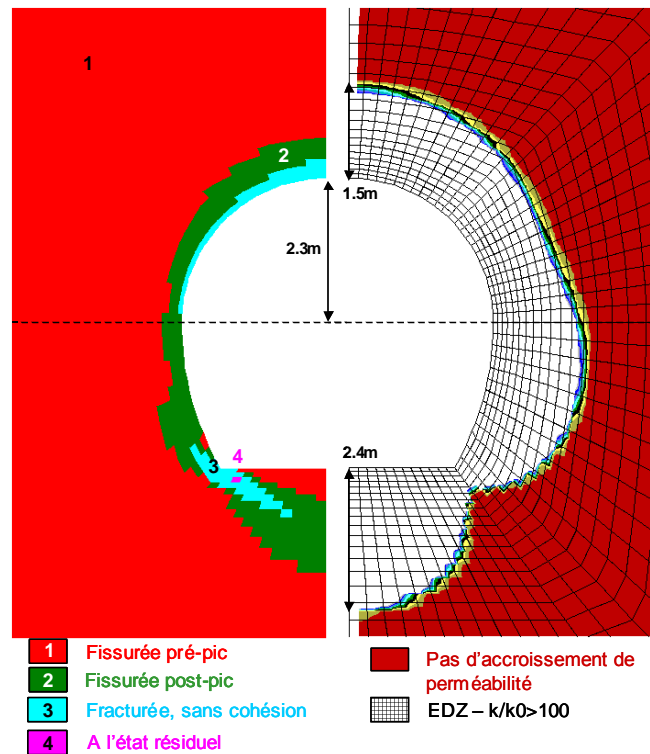


Figure 6.10 : Résultat du calcul 2D-Plan avec le jeu argileux à 1 an (Kleine, 2007a)

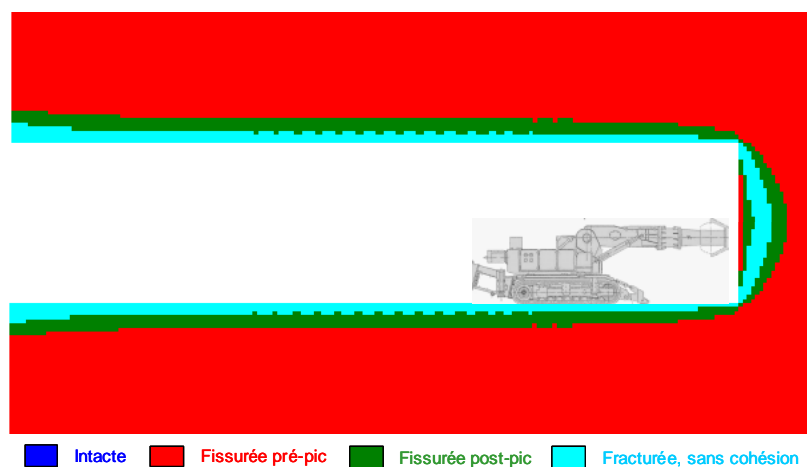


Figure 6.11 : Résultat du calcul axisymétrique avec le jeu argileux à 1 an (Kleine, 2007a)

Un complément de la modélisation de Kleine a été effectué avec FLAC au cours de cette thèse, mais ne sera pas détaillé ici par cohérence avec le reste du mémoire (pour plus d'informations, se reporter à Plassart (2011)). Le but était de valider plus précisément les jeux de paramètres du modèle *L&K* avec FLAC pour l'argilite du COx en augmentant les points de comparaison, en particulier à partir de mesures extensométriques. Même si de légères modifications y ont été apportées, les jeux de paramètres utilisés par Kleine avaient alors paru globalement cohérents avec les nouvelles comparaisons sur essais *in situ*. Vues les comparaisons probantes concernant la perméabilité et étant donné les estimations en moyenne satisfaisantes pour ce qui est des convergences et des extensions, ces nouvelles modélisations concluent en effet que le modèle *L&K* et ses paramètres sous FLAC sont plutôt bien représentatifs du comportement des argilites du COx. Il semblerait également, après comparaison, que le jeu de paramètres traduisant une dominante argileuse soit plus représentatif du comportement réel de la roche que le jeu carbonaté. Dans le cadre des études menées historiquement par EDF pour le modèle *L&K* avec le logiciel FLAC, il a donc été décidé de n'apporter aucune modification aux deux jeux de paramètres « argileux » et « carbonaté » choisis par Kleine dans sa thèse.

6.1.2.2. Calculs couplés hydromécaniques

A côté des effets différés mécaniques, on a vu qu'un autre aspect essentiel se devait d'être pris en compte : les effets hydrauliques. Plusieurs calculs couplés hydromécaniques ont été effectués, pour le laboratoire de Meuse/Haute-Marne avec par exemple Conil et al. (2004) et Hoxha et al. (2007), ou encore pour le laboratoire de Mont-Terri avec Levasseur et al. (2010), mais la plupart ne tiennent pas compte des effets de fluage. A titre d'exemple, la simulation effectuée par Jia et al. (2008), dont on retire un grand nombre de données pour la partie hydromécanique de notre étude, utilise un modèle de type élastoplastique radoucissant.

Un autre exemple de simulation couplée est proposé par l'ANDRA (2005) : il s'agit d'une modélisation couplée hydromécanique effectuée avec FLAC 2D en prenant un modèle élastoplastique avec écrouissage de type Hoek & Brown. La méthode de creusement choisie est de type convergence-confinement et s'applique à la galerie GMR du laboratoire de Meuse/Haute-Marne.

Le couplage est pris en compte en considérant les paramètres élastoplastiques comme non drainés : $E_u = 4 \text{ GPa}$ et $\nu_u = 0,3$. La porosité vaut 0,15, le coefficient de Biot est pris à 0,6, et la perméabilité intrinsèque vaut 5.10^{-20} m^2 .

Les résultats principaux de cette étude sont présentés en Figure 6.12 pour ce qui concerne l'évolution de la pression dans la chambre PRE05. Des variantes pour le coefficient de Biot et la perméabilité sont également proposées. La chute de la pression d'eau observée par les mesures expérimentales est bien retrouvée par la modélisation mais son ampleur est nettement moindre (seulement un quart de la chute de pression d'eau attendue). Les variations sur le coefficient de Biot et la perméabilité n'apportent pas d'évolution significative des résultats.

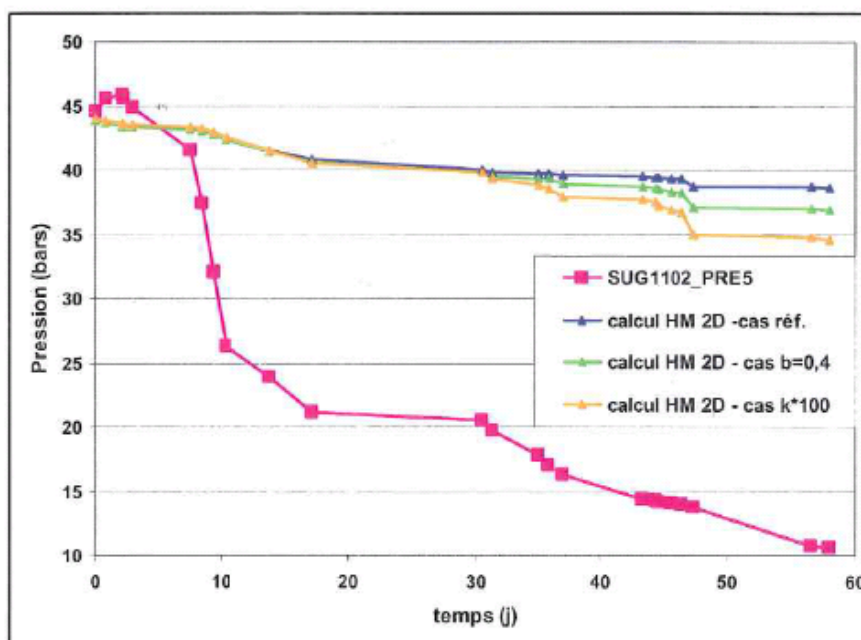


Figure 6.12 : Etude de la pression (PRE05) – modélisation couplée H&B radoucissant (ANDRA, 2005c)

C'est ce type d'étude que nous allons tenter de reproduire mais avec le logiciel Code_Aster, en choisissant d'autres paramètres de couplage et surtout en utilisant le modèle de comportement *L&K* qui tient compte des effets du fluage. Cette modélisation fait l'objet du paragraphe suivant.

6.2 Modélisation 2D couplée HM avec le modèle *L&K* et régularisation

Ce paragraphe vient répondre à la problématique de la thèse en présentant une modélisation couplée hydromécanique d'un ouvrage souterrain avec un modèle de comportement prenant en compte les effets différés du massif rocheux. Une fois la géométrie et l'histoire du chargement établis, les résultats seront présentés et comparés aux mesures expérimentales présentées au paragraphe 6.1.1, le tout pour assurer la validation de la modélisation.

6.2.1 Géométrie et maillage de l'étude

L'étude est faite en 2D et suppose l'hypothèse des déformations planes. La galerie GMR est un ouvrage en forme de fer à cheval dont on ne modélisera que la moitié pour des raisons de symétrie (voir Figure 6.13). Pour l'application des conditions aux limites, on prend en compte un domaine d'environ 15 rayons de galeries (dans les directions horizontales et verticales) à partir de son centre, selon l'usage des ingénieurs pour ce type de modélisation.

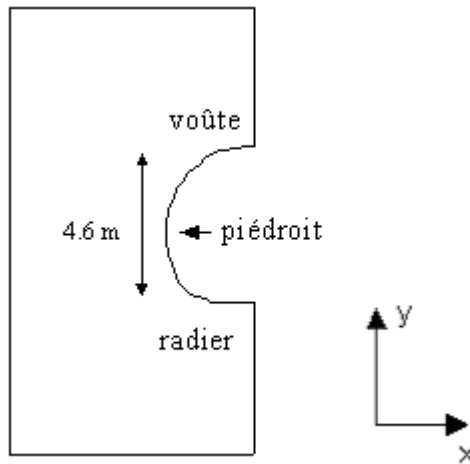


Figure 6.13 : Géométrie de la galerie GMR dans une coupe 2D

Pour vérifier la cohérence des résultats, on définit 2 discrétisations spatiales avec des éléments quadratiques de forme triangulaire. La première comprend des mailles de 6 cm autour de la cavité excavée conduisant à un maillage de 32.274 triangles et la seconde des mailles de 3 cm conduisant à un maillage de 50.094 triangles.

6.2.2 Chargement

Le domaine d'étude pris en compte autour de la galerie étant relativement faible (15 rayons), on négligera la pesanteur.

6.2.2.1.L'état initial

Le premier chargement à prendre en compte concerne l'équilibre au repos du problème et donc son état initial. La pression d'eau du milieu est alors de 4,5 MPa. L'état de contrainte régnant dans le massif d'argilite est anisotrope dans le plan horizontal (l'axe du creusement se trouve suivant la direction Z) :

$$\sigma_x = 16,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = 12,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_z = 12,4 \text{ MPa}$$

6.2.2.2.Le creusement

Le creusement en 2D de la galerie GMR est simulée par la méthode convergence-confinement. Cette méthode est couramment utilisée dans l'ingénierie des ouvrages souterrains. Son objectif est d'obtenir un ordre de grandeur des déplacements des parois d'un tunnel ainsi que les efforts repris par la roche. Cette méthode permet de simplifier le calcul d'un ouvrage tridimensionnel par un calcul bidimensionnel, par l'introduction d'un paramètre adimensionnel λ appelé « taux de déconfinement ».

Elle repose sur les hypothèses suivantes :

- 1) déformations planes avec hypothèse de petites perturbations,
- 2) le tunnel est supposé de section circulaire et d'axe horizontal,
- 3) terrain homogène d'extension infinie,
- 4) massif suivant un comportement élastique linéaire ou élastoplastique,
- 5) état initial des contraintes supposé isotrope et homogène,
- 6) tunnel profond,
- 7) équilibre quasi-statique (pas de termes d'accélération).

On pourra noter que dans le cadre des simulations de creusement de galeries souterraines, il est courant de ne pas respecter toutes ces hypothèses très restrictives. Il convient cependant de bien avoir conscience de ces limitations, ce qui justifie l'intérêt, à un stade avancé des études, de la réalisation de simulations 3D plus réalistes et pour lesquelles le chemin des contraintes à proximité de l'ouvrage est différent de celui suivi en 2D, avec d'éventuelles conséquences sur la prédiction du comportement de la roche.

On s'intéresse à une section située dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel. Le paramètre λ est censé prendre en compte l'influence mécanique de la proximité du front de taille à cette section, c'est-à-dire d'un phénomène qui se situe hors du plan considéré par le calcul. λ dépend ainsi de plusieurs paramètres (roche, longueur de tunnel non soutenu derrière le front de taille entre autres).

Le paramètre λ permet de considérer un tenseur fictif des contraintes dans le terrain. Il s'agit d'une fraction de la contrainte initiale suivant la relation :

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - \lambda) \boldsymbol{\sigma}^0 \quad \text{avec} \quad 0 \leq \lambda \leq 1 \quad (5.1)$$

Les évolutions de λ , variant de 0 (massif initial) à 1 (excavation terminée), et de la contrainte radiale σ_R dans le cas d'un tunnel non soutenu sont illustrées ci-dessous (Figure 6.14).

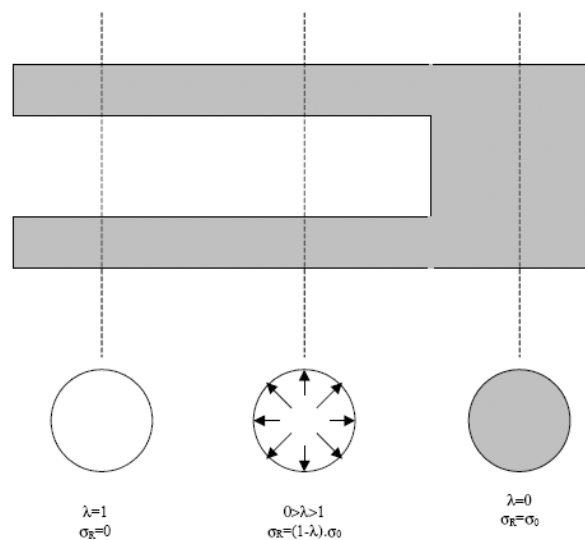


Figure 6.14 : Evolution du taux de déconfinement λ et de la contrainte radiale σ_R dans le cas d'un tunnel non soutenu

La simulation numérique consiste donc à diminuer la distribution des forces, le long de la paroi du tunnel à excaver, de manière incrémentale en fonction du taux de déconfinement λ . Ce paramètre dépend entre autre de la nature de la roche et de la longueur de tunnel non soutenu derrière le front de taille. L'évolution choisie ici du taux de confinement $(1-\lambda)$ suit la courbe de la Figure 6.15.

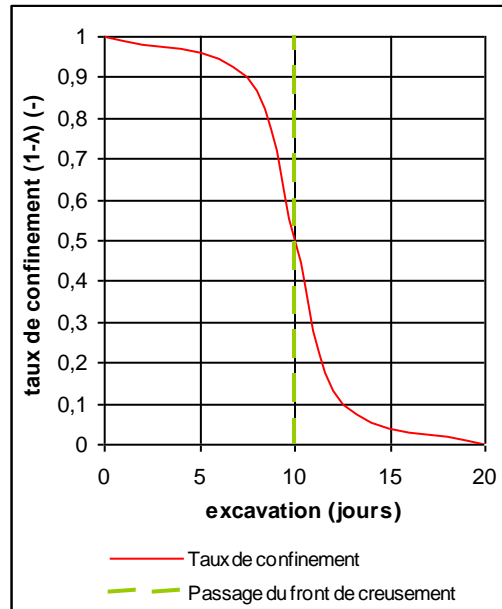


Figure 6.15 : Evolution du taux de confinement $(1-\lambda)$

Pour ce qui concerne les conditions aux limites du modèle (Figure 6.16), les déplacements verticaux (respectivement horizontaux) sont bloqués sur les faces inférieure et supérieure (respectivement gauche et droite) du modèle. Le flux hydraulique est imposé nul sur l'axe de symétrie mais aussi le long de la paroi de l'excavation. La pression d'eau est imposée à sa valeur initiale (4,5 MPa) pour les autres limites extérieures du modèle.

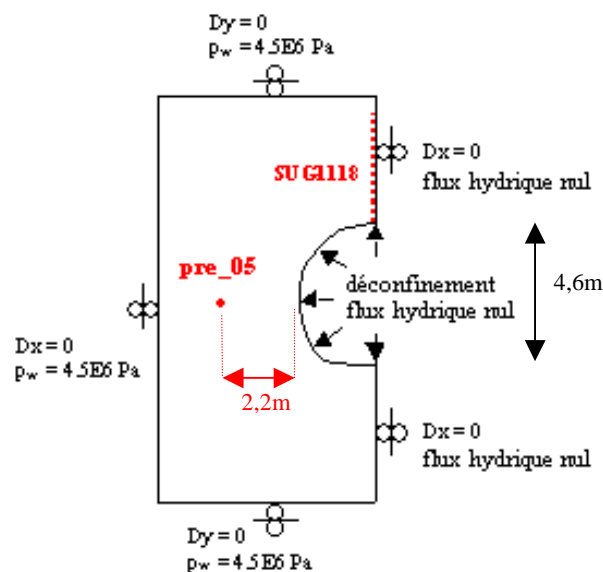


Figure 6.16 : Modélisation de la galerie GMR : conditions aux limites et quelques points de mesure

Le choix d'un flux hydraulique nul en paroi de galerie se justifie par la faible perméabilité de l'argilite. En effet, les déformations étant plus rapides que l'écoulement de l'eau à faible perméabilité, des sous-pressions (ou pressions d'eau négatives) vont apparaître au niveau de la paroi. Si l'on avait choisi de ne pas bloquer les flux hydrauliques, il aurait fallu imposer une autre condition de pression, comme une pression nulle en paroi par exemple. Une telle condition aurait par conséquent provoqué une réinjection artificielle d'eau en cas de pressions d'eau négatives.

En revanche, l'inconvénient d'un tel choix est de ne pas considérer la paroi comme drainante (ce qui est physiquement le cas). Toutefois le risque d'accumulation et de mise en pression d'eau derrière la paroi semble écarté toujours du fait de la faible perméabilité de l'argilite. Pour s'affranchir définitivement de cette problématique, deux stratégies peuvent être mises en œuvre. La plus simple est de considérer une condition de suintement : le flux hydraulique est nul en paroi tant que la pression d'eau y est négative, mais si celle-ci redevient positive, c'est la condition pression nulle en paroi qui est appliquée. La seconde stratégie, plus rigoureuse physiquement mais plus complexe, serait de mettre en place une simulation en conditions non saturées nécessitant la prise en compte de la présence de vapeur d'eau lors de la désaturation du milieu. La condition aux limites en paroi serait alors le degré d'hygrométrie relevée dans la galerie.

6.2.2.3. La consolidation

L'étape de consolidation consiste simplement à simuler une phase d'attente pendant laquelle l'hydraulique et le fluage du matériau vont jouer un rôle plus important. Les objectifs des études dans le cadre du stockage des déchets nucléaires sont de simuler une consolidation de l'ordre de la centaine d'année. Mais étant donné les mesures expérimentales disponibles et dans un souci premier de validation de la modélisation effectuée, la consolidation est limitée dans un premier temps à une année. Les conditions aux limites présentées précédemment ne changent pas.

6.2.3 Résultats et validation de la modélisation

Les comparaisons entre les résultats numériques issus d'une simulation en 2D et les mesures *in situ* sont d'une interprétation relativement difficile. La difficulté de ces comparaisons vient d'abord du fait qu'en réalité il y a eu de nombreuses pauses pendant la phase de creusement (voir Figure 6.6) alors que l'excavation simulée suit une procédure régulière avec une vitesse moyenne de $0,5 \text{ m.j}^{-1}$. Mais la principale difficulté est liée à la détermination du passage du front de taille, qui est l'instant où la plupart des mesures expérimentales démarrent, en particulier en ce qui concerne les déplacements. Pour comparer mesures *in situ* et simulations, il faut donc dans ce cas déterminer le passage théorique du front, c'est-à-dire le taux de déconfinement correspondant. Or il est difficile physiquement d'évaluer l'ampleur réelle du déconfinement à cet instant donné. En considérant que le massif est alors encore relativement bien tenu, le choix a été fait d'un taux de confinement au passage du front de 75%, correspondant à peu près au 8^{ème} jour d'excavation.

6.2.3.1. Mesure des déplacements

Les comparaisons sur les déplacements sont présentées Figure 6.17 à Figure 6.20 au niveau de la voûte, du piédroit et du radier de la galerie au cours de la fin du creusement de la galerie (à partir du 8^{ème} jour) et pendant les premiers jours de consolidation. En Tableau 6-1, on complète cette comparaison par des relevés de mesures sur la paroi de la galerie en SMR1.1 (expérimentaux et numériques) aux temps caractéristiques de la simulation :

- au passage du front de taille (choisi arbitrairement au 8^{ème} jour),
- en fin de creusement de la galerie (20^{ème} jour),
- au cours de la consolidation (40^{ème} jour).

Tout d'abord, les résultats de la simulation numérique montrent des déplacements relativement faibles jusqu'au 8^{ème} jour. Ce comportement se justifie par l'approche 2D de la simulation et reste cohérent par rapport à la méthode convergence–confinement mise en œuvre puisque à cet instant le pourcentage de déconfinement est inférieur à 50%, ce qui est représentatif de la faible sollicitation du terrain en avant du front de taille.

Les mesures des déplacements *in situ* conduisent aux constatations suivantes :

- au niveau du piédroit, les convergences sont toujours plus faibles qu'en voûte et radier depuis la phase d'excavation jusqu'à la consolidation,
- c'est au niveau du radier que les convergences en paroi sont les plus importantes – jusqu'à 30 mm,
- après la phase d'excavation, les convergences continuent à augmenter significativement en voûte et en radier (jusqu'à 5 mm en 20 jours en paroi et de 2 mm dans le massif).

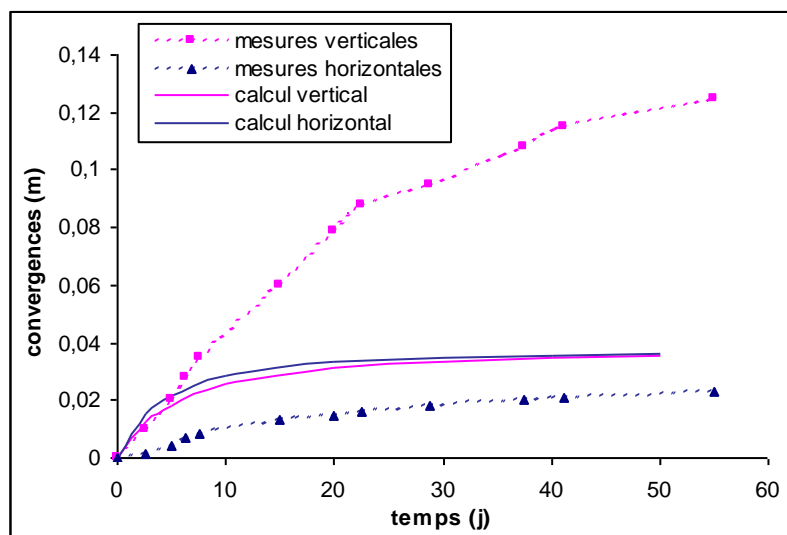


Figure 6.17 : Comparaison des convergences simulées et mesurées expérimentalement

Du point de vue numérique, les conclusions sont :

- qu'au niveau du piédroit les résultats numériques surestiment de façon importante les amplitudes de déplacements de la paroi de la galerie. C'est par ailleurs au niveau du piédroit que la simulation obtient les convergences les plus fortes alors qu'en réalité elles sont relativement faibles eu égard les convergences en voûte et en radier,
- qu'au niveau de la voûte et du radier la simulation sous-estime les déplacements au voisinage de la galerie,
- qu'à l'issue de l'excavation (20^{ème} jour) les convergences continuent d'augmenter aussi bien d'après la simulation numérique que sur le retour des mesures *in situ*.

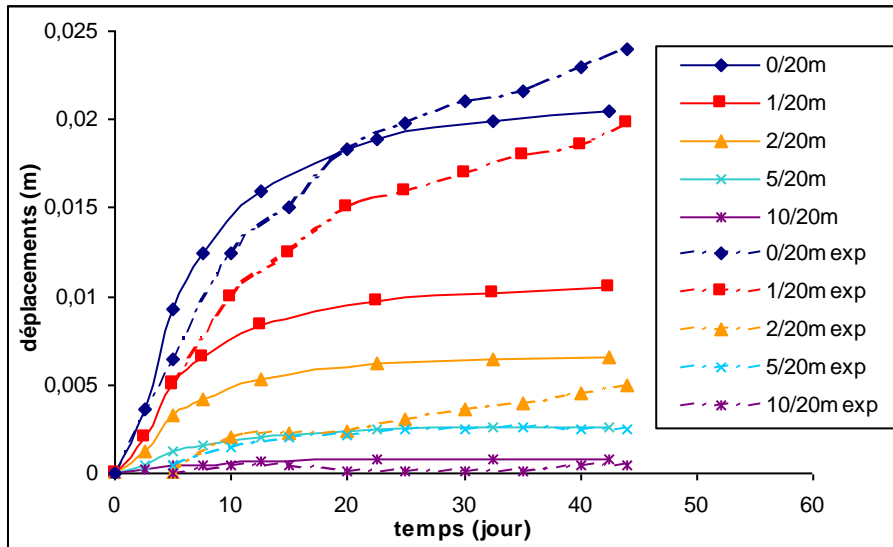


Figure 6.18 : Comparaison des déplacements simulés et mesurés par l'extensomètre de voûte SUG1118

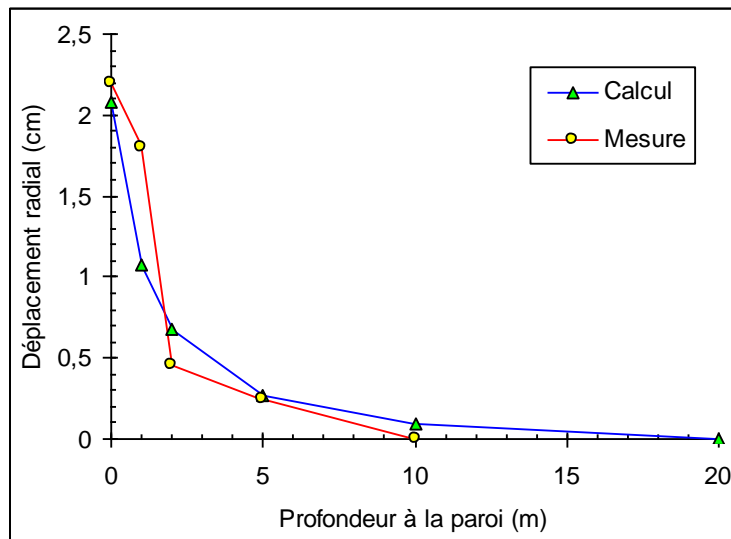


Figure 6.19 : Comparaison des déplacements simulés et mesurés en fonction de la profondeur à la paroi à 40 jours (extensomètre SUG1118 – voûte)

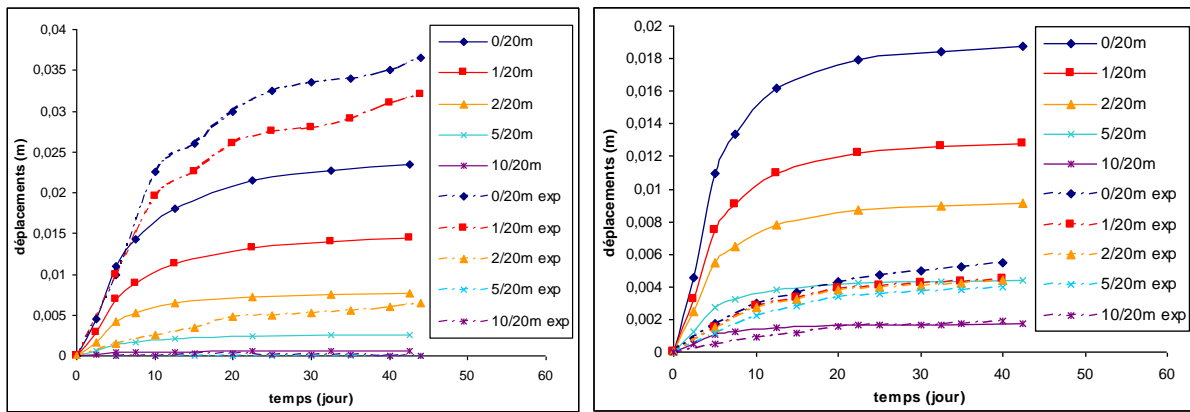


Figure 6.20 : Comparaison des déplacements simulés et mesurés par : a) l’extensomètre de radier SUG1105 ; b) l’extensomètre de pied-droit SUG1103

Déplacements (en mm)		Voûte	Piédroit	Radier
Au passage du front (8 ^{ème} jour)	<i>In situ</i>	10,1	2,5	17,5
	Simulation	1,5	2,5	1,9
En fin d’excavation (20 ^{ème} jour)	<i>In situ</i>	18,3	4,3	30
	Simulation	16,7	21,3	19,2
En consolidation (40 ^{ème} jour)	<i>In situ</i>	23	5,5	35
	Simulation	20	24,3	23,7

Tableau 6-1 : Comparaisons des déplacements entre les mesures *in situ* et la simulation avec *L&K* aux instants caractéristiques

6.2.3.2. Mesure des pressions d’eau

Du point de vue du comportement sur les pressions d’eau, les comparaisons entre simulation et retour *in situ* sont satisfaisantes (Figure 6.21) sur l’unique point de mesure possible PRE05 – situé à 2,2 m du piédroit de la galerie dans la direction horizontale – à cause de la limitation numérique imposée par le calcul 2D.

On constate qu’on ne retrouve pas la légère augmentation de pression d’eau dans la simulation à l’instar des mesures expérimentales sur les 4 premiers jours de l’excavation. Cette différence est probablement due à une légère sous-estimation de la phase de contractance dans la roche avec le calage des paramètres matériau choisis pour décrire la loi *L&K*. Cette différence reste tout de même minimale et son influence sur la suite de la simulation est sans conséquence.

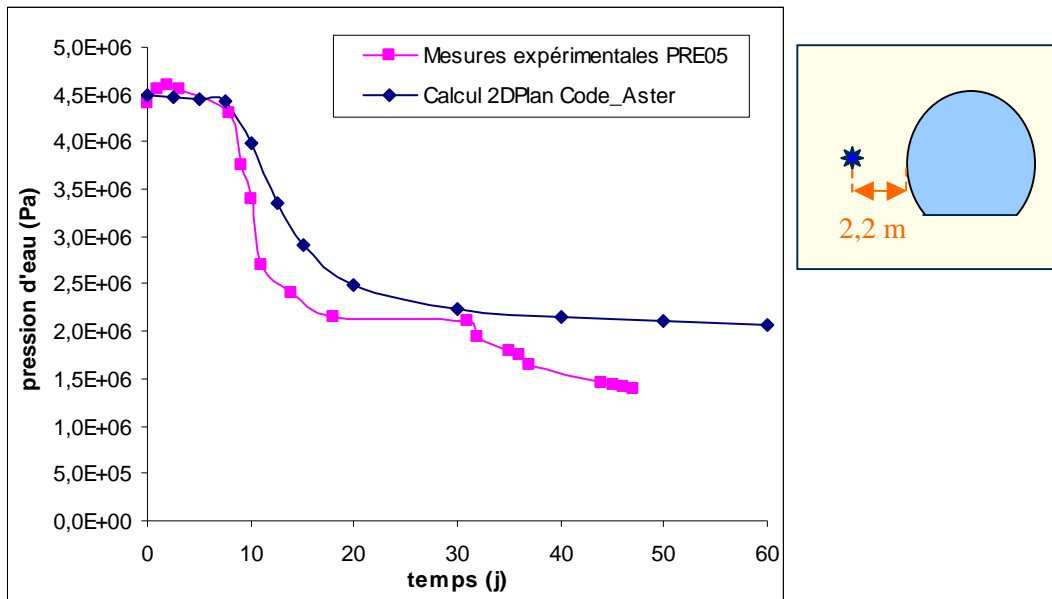


Figure 6.21 : Comparaison des pressions d'eau simulées et mesurées par l'unité PRE05

On ne retrouve pas non plus, dans la simulation, la seconde phase de décroissance de pression d'eau (qui s'initie au 30^{ème} jour). Cet écart se justifie par la non prise en compte du long temps de pause qu'il y a eu en réalité entre le 18^{ème} et le 31^{ème} jour.

Il n'y a pas de données expérimentales disponibles au delà de 60 jours mais il est toutefois possible de poursuivre le calcul jusqu'à un an de simulation. La Figure 6.22 représente la carte des pressions d'eau à trois étapes clés de la modélisation : 10 jours (50% de déconfinement), 20 jours (fin du creusement) et 1 an. D'autres étapes de l'évolution sont disponibles en annexe B.

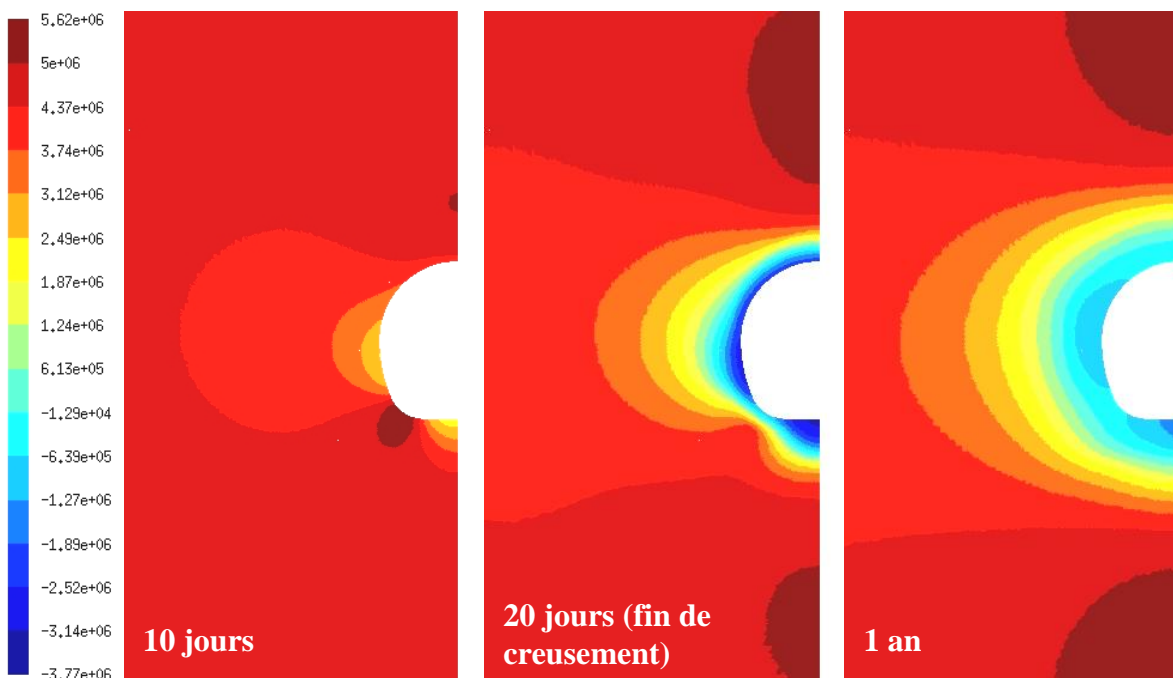


Figure 6.22 : Evolution du champ des pressions d'eau (en Pa) à différents instants de la modélisation

Sur la carte à 10 jours, une surpression est observée dans l'angle inférieur de la galerie, surpression qui va ensuite disparaître à la fin du creusement. C'est à la fin du creusement (20 jours) que les pressions négatives sont les plus fortes au niveau des parois de la galerie. Ces sous-pressions vont ensuite progressivement se dissiper et tendre à s'annuler.

Ce constat se retrouve en observant les évolutions des pressions d'eau à différentes distances de la paroi de la galerie sur un an (Figure 6.23). A proximité de la paroi, la pression d'eau se rééquilibre relativement vite par retour d'eau. En revanche, à l'arrière de la paroi au delà de 1 m, c'est-à-dire là où la pression d'eau reste positive, la baisse de pression se poursuit, en tout cas jusqu'à 1 an de simulation. Cette poursuite de la baisse de pression est probablement due à l'action conjointe du fluage et de l'état de succion qui règne dans les zones proches de la paroi. Les apports respectifs du fluage et de la succion seront identifiés plus en détail au paragraphe 6.3.3.

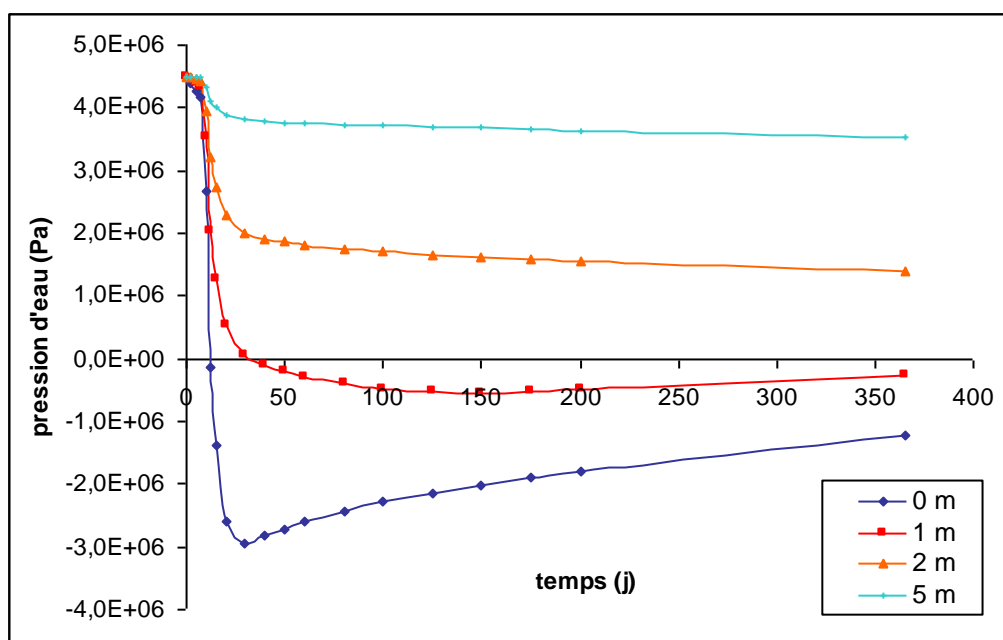


Figure 6.23 : Evolution sur 1 an des pressions d'eau à différentes distances à la paroi (0 à 5 m en piédroit)

6.2.3.3. Bilan de la modélisation

Cette section a présenté des comparaisons entre les résultats de calcul obtenus avec le modèle *L&K* et des mesures expérimentales relevées sur site dans la galerie GMR du laboratoire de Meuse/Haute-Marne. Les résultats de simulation sont cohérents avec les observations, en particulier pour les pressions interstitielles, ce qui était un des objectifs initiaux de cette thèse. Du point de vue des comparaisons sur les convergences mécaniques de la galerie, les tendances sont respectées en voûte et en radier par la simulation. En revanche, un écart important est constaté sur les convergences mécaniques entre simulation et mesure au niveau du piédroit de la galerie. Cette remarque a cependant déjà été faite lors des simulations FLAC effectuées par Kleine (2007a).

Pour prendre conscience des limites de cette modélisation, il convient de rappeler les simplifications et hypothèses numériques choisies :

- Calcul bidimensionnel,
- Comportement isotrope (mécanique et hydraulique),
- Milieu poreux toujours entièrement saturé en eau,
- Indépendance à l'endommagement de la variabilité de la perméabilité

Des hypothèses et simplifications techniques ont également été faites :

- Absence de modélisation des cintres de soutènement existant sur site,
- Non respect des phases d'excavation réelles et choix plus ou moins arbitraire du passage du front de taille,
- Non prise en compte dans les modélisations des phénomènes de surfaces (chutes de plaques en voûte) pouvant biaiser les mesures expérimentales, en particulier concernant les convergences et déplacements de paroi.

Etant donné toutes ces hypothèses simplificatrices, les résultats de simulations sont globalement satisfaisants, sachant de plus que l'identification des paramètres matériaux a été déterminée de façon indépendante par recalage sur des essais triaxiaux.

6.3 Etudes de sensibilité

La faisabilité d'une modélisation régularisée et couplée hydromécanique avec la loi de comportement visqueuse $L&K$ a donc été démontrée au paragraphe précédent. Cette section vise à évaluer la sensibilité du calcul à différents paramètres purement numériques (performance numérique, régularisation,...) ou plus physiques (viscosité, perméabilité,...).

6.3.1 Sensibilité numérique

Cette section propose de faire une analyse rapide de sensibilité aux performances des temps de calculs en prenant en compte pour cela la simulation avec le maillage le plus fin. Dans ce cas, le nombre de degrés de liberté est de 304 102. Les calculs ont été ici réalisés avec la version stabilisée de Code_Aster 10.3.

La comparaison faite dans le Tableau 6-2 porte sur les performances avec la loi de comportement $L&K$ en séquentiel sur les deux serveurs (Bull et aster4). Le serveur Bull est le serveur sur lequel ont été lancés tous les calculs présentés dans cette thèse, à l'exception notable des modélisations 3D (paragraphe 6.4). Ce serveur a été arrêté début 2011 pour être remplacé par le serveur aster4 plus performant. Il est essentiel de rappeler que l'intégration de la loi $L&K$ dans Code_Aster souffre aujourd'hui de multiples pathologies (intégration explicite, pas de matrice tangente entre autres) et que cela explique les temps importants de calculs nécessaires. A titre indicatif, on pourra noter qu'il aura fallu pas moins de 9962 itérations de Newton sur plus de 800 pas de temps pour faire aboutir la simulation de l'excavation de la galerie GMR avec la loi de comportement $L&K$, ce qui correspond à environ 10 fois plus qu'avec une loi de comportement du même type (loi viscoplastique VISC_DRUC_PRAG par exemple, également disponible dans Code_Aster). Ce résultat confirme bien le besoin de poursuivre l'intégration de la loi de comportement $L&K$ dans Code_Aster.

Serveur	Temps CPU sur 1 cpu			CPU USER total (sec)	Max mémoire In/Out (Go)	
	Factorisation de la matrice	Intégration du comportement	Résolution		Globale	Volatile
Bull	4h29min	75h12min	1h35min	84h35min	67	456
Aster4	1h50min	32h20min	0h23min	35h56min	90	626

Tableau 6-2 : Comparaison des performances numériques avec la loi de comportement *L&K* sur Bull et aster4

Le Tableau 6-2 montre que l'apport du nouveau serveur sur les performances numériques sera appréciable puisque le gain en temps de réponses est supérieur à un rapport 2. Les performances peuvent de plus être encore améliorées en utilisant la version parallèle de Code_Aster (4 à 32 processeurs disponibles).

6.3.2 Effet de la régularisation

Le chapitre 5 a permis de mettre en évidence l'importance et le rôle de la régularisation dans une modélisation couplée HM utilisant une loi radoucissante avec un logiciel aux éléments finis comme Code_Aster. Dans notre cas, la méthode second gradient de dilatation permet de limiter les phénomènes de localisation numérique ainsi que la dépendance au maillage.

6.3.2.1. Mise en évidence de la localisation

La Figure 6.24 illustre dans le cas précis de la modélisation étudiée dans ce chapitre l'enjeu de la régularisation. La figure montre en effet un exemple de localisation en absence de régularisation. Le paramètre d'érouissage plastique dont le champ est représenté présente une anomalie dans l'angle inférieur de la galerie. Il s'agit de la zone la plus sollicitée physiquement et il est donc normal d'y trouver l'état le plus avancé en terme d'érouissage (zone encadrée à l'état post-pic). En revanche, l'unique maille qui présente un paramètre d'érouissage plastique beaucoup plus élevé que ses mailles voisines est symptomatique d'une localisation. Cet état de fait se situe quatre jours après la fin de l'excavation et empêche toute poursuite du calcul.

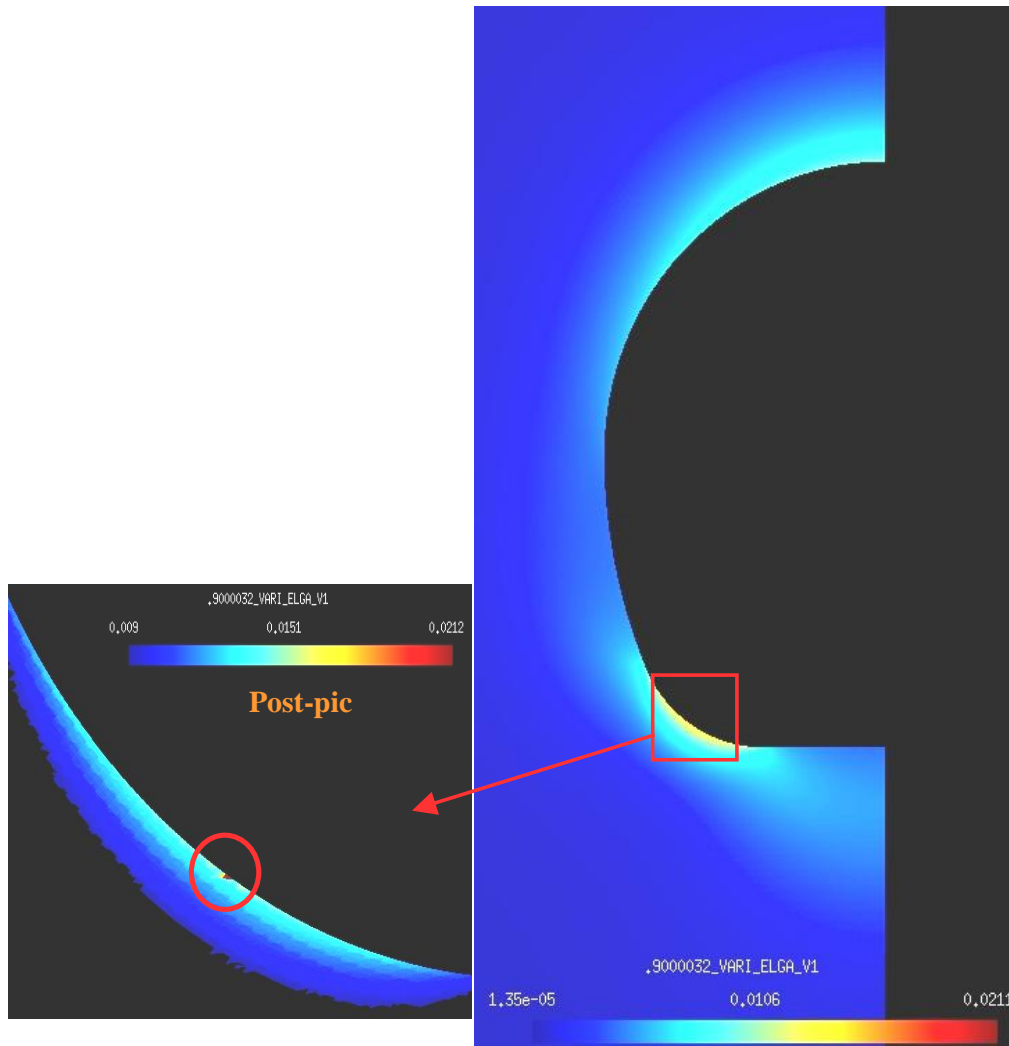


Figure 6.24 : Exemple de localisation – carte du paramètre d’écrouissage plastique (à 4 jours)

L’utilisation de la méthode de régularisation par second gradient de dilatation va permettre de limiter une telle concentration non physique des contraintes sur cette unique maille en les reportant en partie sur les mailles voisines.

6.3.2.2. Indépendance au maillage

Un autre avantage important de la régularisation est présenté à la Figure 6.25 : le calcul est indépendant de la finesse du maillage. En effet, bien que le second maillage (Figure 6.25a) soit deux fois plus fin que le premier (Figure 6.25b), les résultats sont quasiment similaires. Après 40 jours de simulation, le paramètre d’écrouissage plastique ξ_{ep} maximum ne varie que de 0,01%. On peut de la même façon vérifier l’indépendance du résultat vis à vis de l’orientation des trièdres formant le maillage. En l’absence de régularisation, l’orientation des trièdres va conditionner l’orientation et la propagation des bandes de localisation.

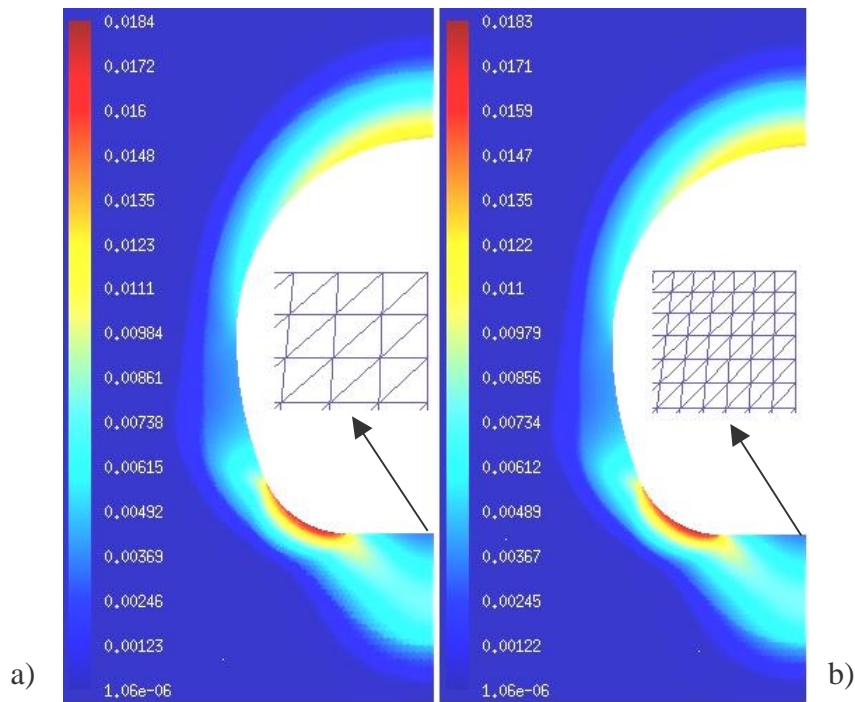


Figure 6.25 : Comparaison de ξ_{ep} pour deux maillages à 40 jours :
a) mailles de 6cm ; b) mailles de 3cm

6.3.2.3. Validation du paramètre a_1

Selon les essais de localisation présentés au chapitre 5, les valeurs du paramètre a_1 varient entre 1.10^5 et 1.10^8 . Lors des simulations d'excavation, il est vérifié que pour une valeur de a_1 inférieure à 1.10^5 , une localisation apparaît et le calcul ne converge pas. De la même façon, au dessus de 1.10^8 , la régularisation est manifestement trop importante et dissimule des déformations locales qui doivent être retrouvées physiquement. Néanmoins, en comparant les résultats pour deux a_1 de la plage de valeurs considérée, les différences apparaissent relativement faibles. Cela est probablement dû au choix de la modélisation en conditions saturées et avec une perméabilité constante malgré la dégradation du matériau. Dès lors, une piste d'amélioration de la modélisation serait d'augmenter la perméabilité selon l'évolution de la dégradation du matériau et de se placer en conditions non saturées.

6.3.3 Effet du fluage

Les chapitres précédents ont montré que le modèle *L&K* présente la particularité de séparer physiquement et mathématiquement les deux mécanismes instantanés (composante élastoplastique) et différés (composante viscoplastique). Cela signifie concrètement qu'il est possible de bloquer le mécanisme viscoplastique pour n'avoir que la part de réponse instantanée du modèle, ce qui peut s'avérer très utile pour l'ingénieur. L'intérêt est de visualiser clairement la part du fluage dans la réponse d'un massif ou d'un échantillon, sans changer le modèle de comportement ni par conséquent le calage des paramètres

élastoplastiques. Une étude de sensibilité intéressante consiste donc à effectuer une simulation ne prenant en compte que la composante instantanée du modèle *L&K*.

En pratique, il existe un moyen simple de neutraliser la composante viscoplastique : il suffit de prendre une vitesse de fluage nulle, c'est-à-dire $A_v=0$. La figure suivante propose une comparaison des deux simulations avec et sans la composante viscoplastique pour l'évolution de pression d'eau pour l'unité PRE05.

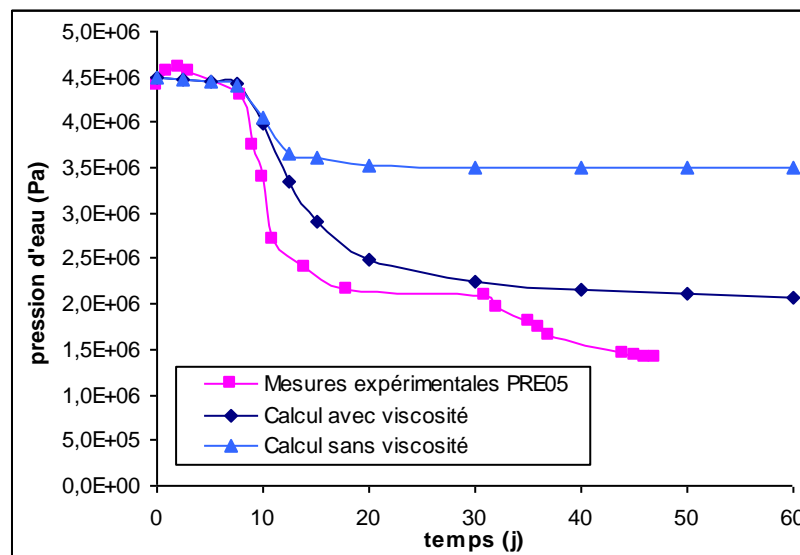


Figure 6.26 : Effet du fluage sur l'évolution de la pression d'eau (PRE05)

Le premier constat est que sans viscosité, la pression diminue moins durant toute la simulation que lorsque le fluage est activé. La baisse de pression qu'on rappelle être due à la dilatance du matériau est près de deux fois moins importante sans viscosité : le fluage assure donc près de la moitié de la déformation volumique.

Dans le cas sans fluage, la pression n'évolue plus après 20 jours de simulation, c'est-à-dire une fois la phase d'excavation terminée, alors qu'elle continue à baisser lorsqu'on prend le modèle complet. Mais la différence de résultat entre avec et sans fluage est finalement essentiellement acquise pendant la phase d'excavation. Ce constat est à rapprocher des phases de fluage présentées au chapitre 3 : hors rupture, l'essentiel du déplacement lié au fluage a lieu lors du fluage primaire. Les essais de fluage réalisés sur l'argilite (chapitre 4) montrent que dans les plages de contraintes considérées, le fluage primaire dure environ une dizaine de jours. Il n'est pas alors anormal face à une durée d'excavation totale de la galerie de 20 jours de constater que l'essentiel des effets liés au fluage se sont déjà exprimés au moment où l'excavation se termine.

Cette analyse peut être retrouvée en comparant les mesures de convergences de la galerie. La Figure 6.27 suivante montre en effet que sans prise en compte de la viscosité, les déplacements sont environ deux fois moins importants. A l'instar des évolutions de pression, on vérifie également l'absence d'évolution des convergences une fois l'excavation terminée.

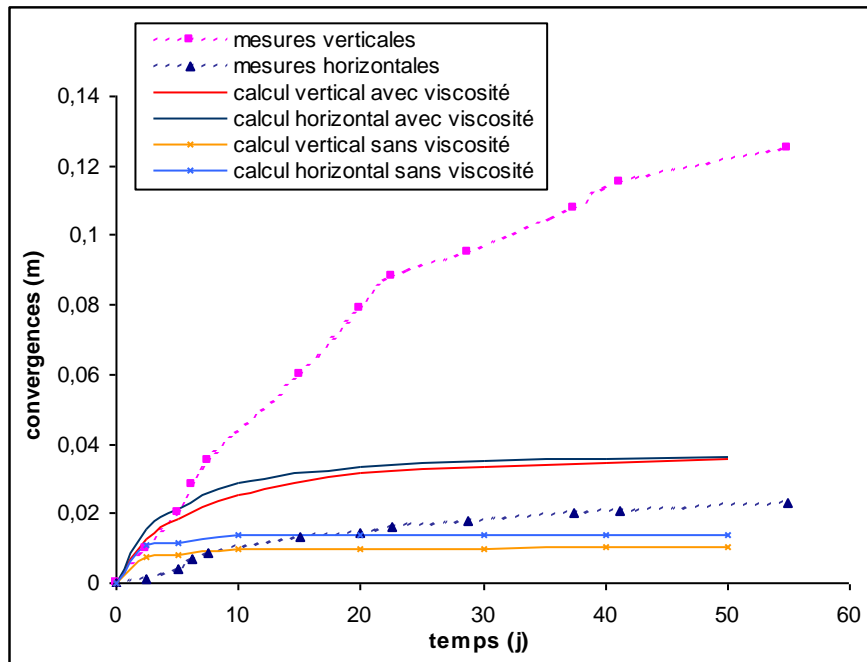


Figure 6.27 : Effet du fluage sur les convergences de la galerie

6.3.4 Effet de l'orientation de la galerie

Une autre étude de sensibilité intéressante est de tenir compte d'un état de contrainte initial différent dans le massif. Une manière simple de changer l'état de contrainte tout en gardant le reste du modèle identique est de changer l'orientation de la galerie. La galerie GLE est une galerie perpendiculaire à la galerie GMR et est orientée selon la contrainte majeure du massif. Cette orientation présente l'avantage de se placer en contraintes quasi-isotropes dans le plan de l'étude 2D. La galerie GLE présente les mêmes caractéristiques géométriques que la galerie GMR et possède un certain nombre de mesures expérimentales sur lesquelles il est possible de se comparer. Pour rappel, cette galerie n'a pas été choisie pour l'étude complète en raison de l'absence de mesures hydrauliques.

La Figure 6.28 propose une comparaison entre les convergences mesurées et simulées pour la galerie GLE. Il est déjà nécessaire de noter que l'écart entre les convergences horizontales et verticales mesurées expérimentalement est moins grand que celui constaté sur la galerie GMR (Figure 6.17). Ceci peut s'expliquer par l'isotropie des contraintes, mais aussi par l'absence de phénomènes possibles de surface comme cela avait été suggéré au paragraphe 6.2.3.1.

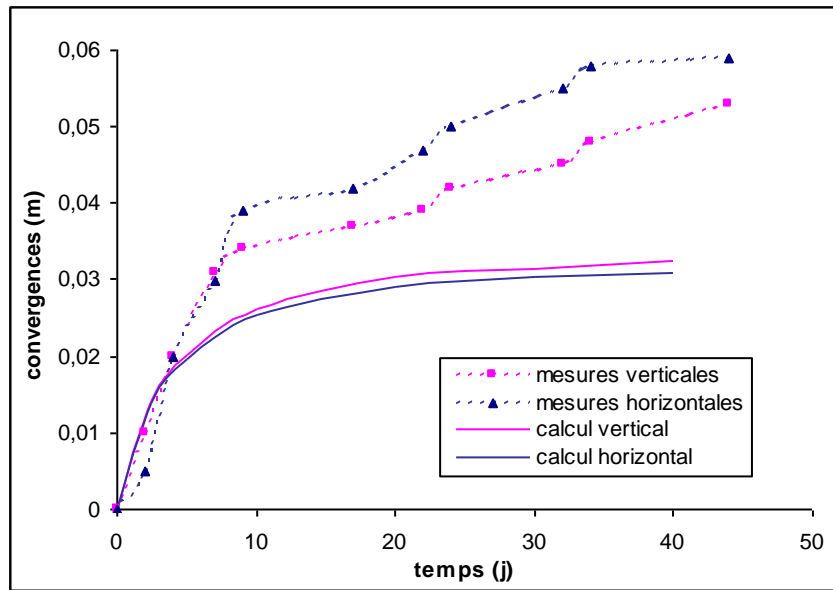


Figure 6.28 : Comparaison des convergences mesurées et simulées – galerie GLE

L'ordre de grandeur des convergences expérimentales est retrouvé par la simulation, même si les convergences simulées sont un peu sous-estimées, en particulier lors de la phase de consolidation. Le même constat peut être fait lors de la comparaison des mesures extensométriques relevées horizontalement par SUG1301 (Figure 6.29). Les déplacements simulés sont moindres après la fin de la phase de creusement que ceux constatés *in situ*.

A l'inverse des déplacements verticaux, en comparant la Figure 6.29 avec la Figure 6.20b, il apparaît que la galerie GLE présente de plus forts déplacements horizontaux que la galerie GMR. Cet état de fait s'explique par l'isotropie des contraintes dans la galerie GLE qui rend les déformations du massif plus homogènes sur une section de la paroi.

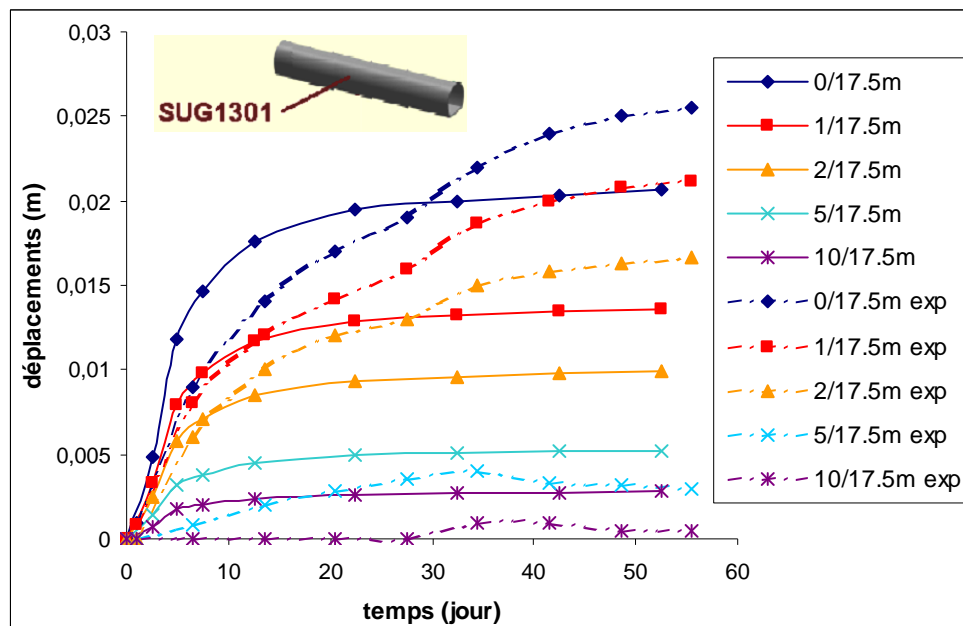


Figure 6.29 : Comparaison des déplacements horizontaux mesurés et simulés – galerie GLE (extensomètre SUG1301 – piedroit)

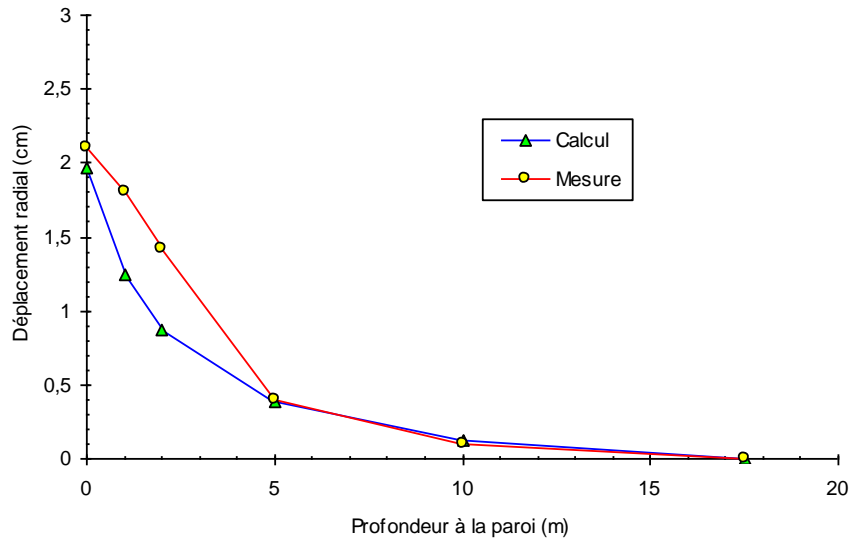


Figure 6.30 : Comparaison des déplacements simulés et mesurés en fonction de la profondeur à la paroi à 30 jours – galerie GLE (extensomètre SUG1301 – piédroit)

La Figure 6.31 permet pour finir de comparer l'évolution de la pression d'eau au point PRE05 selon l'orientation de la galerie. La pression d'eau observée pour la galerie GLE diminue plus lentement que pour la galerie GMR. L'écart créé entre les deux modélisations augmente de manière régulière tout au long des phases d'excavation puis de consolidation. Ce constat s'explique là encore par l'isotropie des contraintes dans le plan d'étude de la galerie GLE qui entraîne une moindre dégradation du massif par rapport à la galerie GMR dans la zone de mesure de la pression d'eau et donc une moindre dilatation du matériau en cet endroit.

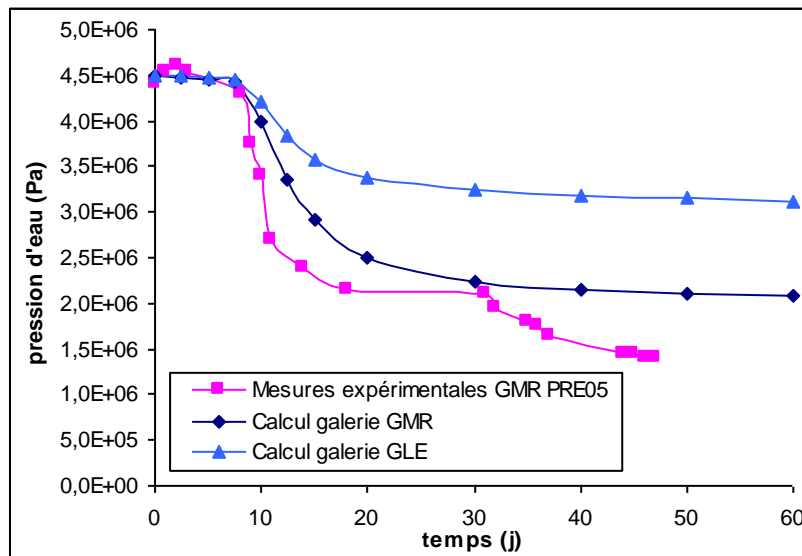


Figure 6.31 : Influence de l'orientation de la galerie sur l'évolution de la pression d'eau (point PRE05)

6.3.5 Effet de la perméabilité

Lors du déconfinement de la galerie, le massif rocheux se déforme et se dégrade. Cette dégradation se traduit physiquement par une ouverture des pores : la porosité du milieu augmente donc et une plus grande perméabilité est observée dans les zones déconfinées. Ce phénomène est à l'origine de la définition de l'EDZ, une zone ayant subi une forte dégradation au sein de laquelle on considère généralement que la perméabilité a augmenté d'un facteur 100.

Les calculs effectués jusque là ont été faits avec une perméabilité normale (initiale) constante. Tout marche comme si le massif ne se dégradait pas et que la perméabilité n'évoluait pas. Ce constat n'est pas satisfaisant physiquement et conduit à sous-estimer les dégradations, en particulier dans l'EDZ.

6.3.5.1. Perméabilité constante

Pour tenir compte de l'augmentation de la perméabilité avec la dégradation, une première approximation consiste à choisir volontairement une perméabilité initiale plus grande, tout en la maintenant constante par ailleurs. L'étude est effectuée dans un premier temps sur la galerie GLE. La Figure 6.32 montre l'évolution de la pression d'eau au niveau du point de mesure PRE05 (2,2 m en arrière de la paroi) pour deux perméabilités constantes différentes : la perméabilité intrinsèque de référence $K_{int}=10^{-20} \text{ m}^2$, et une perméabilité intrinsèque constante plus élevée $K_{int}=10^{-19} \text{ m}^2$.

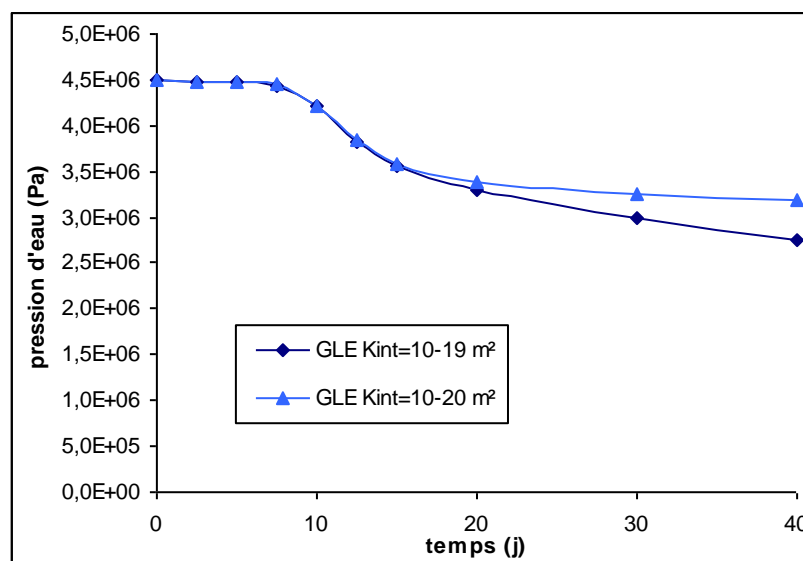


Figure 6.32 : Effet de la perméabilité sur l'évolution des pressions d'eau (galerie GLE – position PRE05)

On observe qu'au cours de l'essentiel de la durée d'excavation, l'évolution des pressions est relativement similaire. En revanche, pendant la phase de fluage après excavation, lorsque la perméabilité est plus grande, la pression d'eau diminue plus vite. Ce résultat peut paraître surprenant au premier abord : on aurait pu s'attendre à ce qu'avec une plus grande perméabilité, l'eau vienne plus rapidement compenser les sous-pressions relatives au massif liées à la dégradation et à la dilatance.

La Figure 6.33 qui suit apporte des informations supplémentaires : il s'agit d'un relevé des évolutions de pressions d'eau à différentes distances à la paroi, toujours pour la galerie GLE.

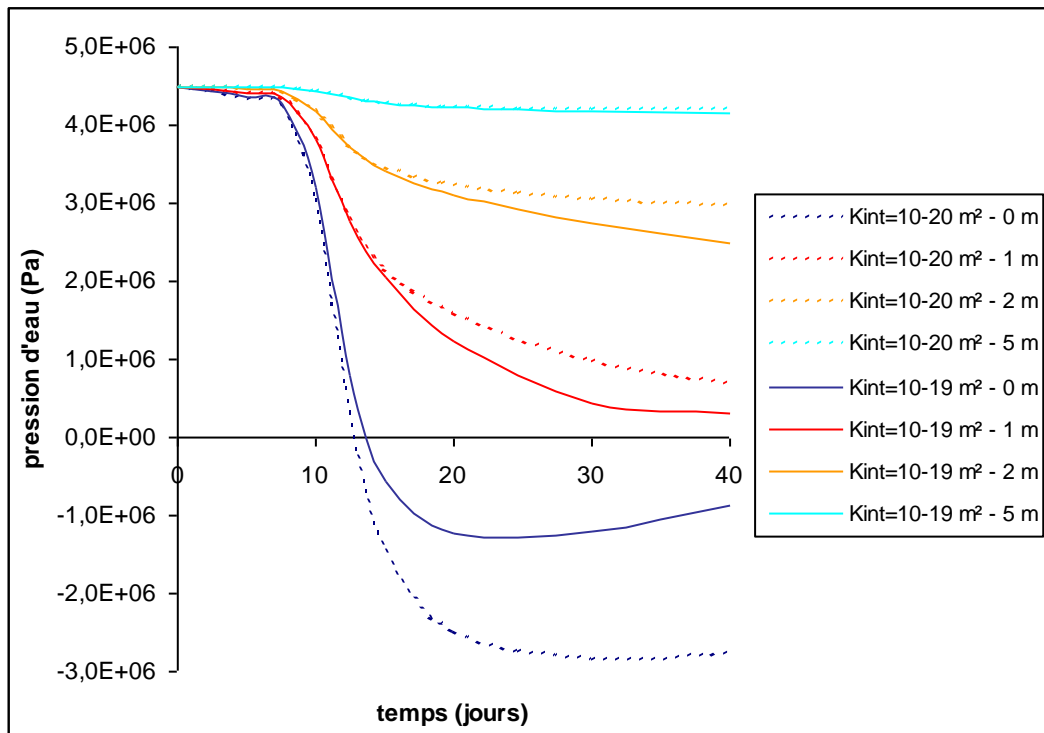


Figure 6.33 : Effet de la perméabilité sur l'évolution des pressions d'eau à différentes distances à la paroi (galerie GLE – 0 à 5 m)

A 5 m de la paroi, les différences ne sont que très faiblement sensibles : le massif est peu dégradé, on se trouve au-delà de l'EDZ. Entre 1 et 2 m de la paroi, on retrouve le phénomène observé sur la mesure en PRE05 (2,2 m) de la galerie GLE, à savoir une plus forte baisse de pression lorsque la perméabilité est plus grande. Au niveau de la paroi (0 m), le constat est différent : avec une plus grande perméabilité, la pression d'eau devient moins négative, la succion est moindre. Cela correspond à une plus grande arrivée d'eau au niveau de la paroi. Ce phénomène a un effet déstabilisant sur les mouvements au niveau de la paroi, ce qui est constaté effectivement sur les mesures de convergences visibles sur la figure suivante.

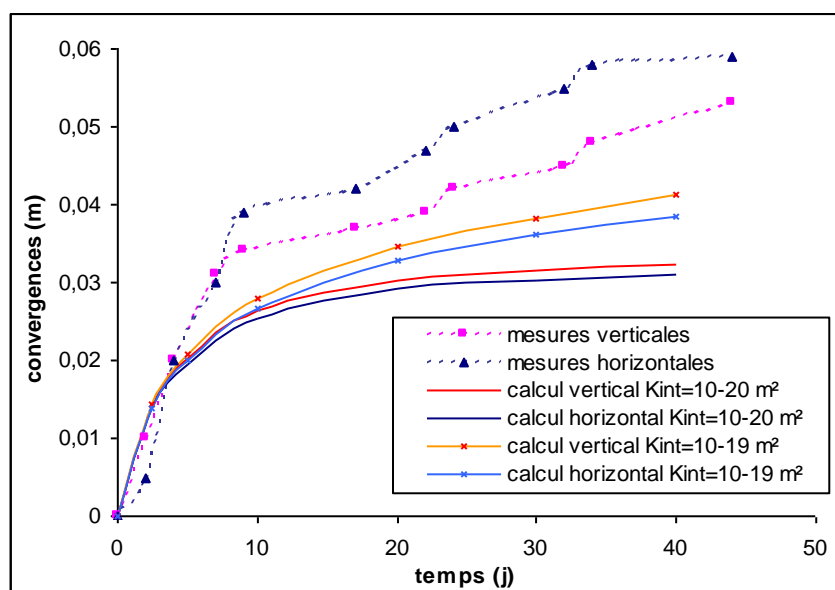


Figure 6.34 : Effet de la perméabilité sur l'évolution des convergences (galerie GLE)

Lorsque la perméabilité est plus faible, la succion en paroi est plus grande, ce qui a un effet stabilisateur sur les mouvements de paroi. A l'inverse, une perméabilité plus forte entraîne de plus grands déplacements en paroi, mais du même coup entraîne aussi des déformations plus grandes en arrière de la paroi. La perméabilité restant tout de même relativement faible, le surplus de déformations l'emporte sur la tendance au rééquilibrage des pressions : la pression d'eau en arrière de la paroi diminue donc plus vite. Sur le très long terme, tous les résultats doivent converger par rééquilibrage des pressions quelle que soit la perméabilité choisie. Seule la cinétique de l'évolution change.

Cette étude était simple à mettre en œuvre et les résultats semblent intéressants, mais ils ne sont pas physiquement satisfaisants. Même si la Figure 6.33 montre que l'influence reste limitée, la perméabilité réelle du massif hors de la zone dégradé se trouve faussée. L'influence est trop grande sur l'ensemble du massif. Il ne faut réellement dégrader que dans l'EDZ et non dans tout le massif. De plus, il semble évident que la nouvelle perméabilité considérée ne soit pas suffisamment grande dans les zones fortement dégradées et conduise à sous-estimer de ce fait les déplacements en paroi.

6.3.5.2. Perméabilité variable

Une méthode plus complexe mais plus physique consiste à prendre en compte la dégradation du massif au fur et à mesure de l'excavation. Il faut pour cela considérer que la porosité du milieu augmente lors du déconfinement. La matrice se dégrade plus, donc l'eau passe plus facilement : cela correspond à une augmentation de la perméabilité. Une formule traduisant la variation de perméabilité en fonction de la porosité a été proposée par Chavant et al. (2004) :

$$K_{\text{int}}(\varphi) = K_{\text{int}0} [1 + 2 \cdot 10^{11} (n - n_0)^3] \quad (5.2)$$

Cette formule n'est valable que pour de faibles variations de porosité (inférieure à 1%, soit $n - n_0 \leq 10^{-2}$), ce qui limitera nécessairement l'impact de cette méthode.

La Figure 6.35 propose une comparaison des répartitions des pressions d'eau tout autour de la galerie, mais dans le cadre de la galerie GMR cette fois.

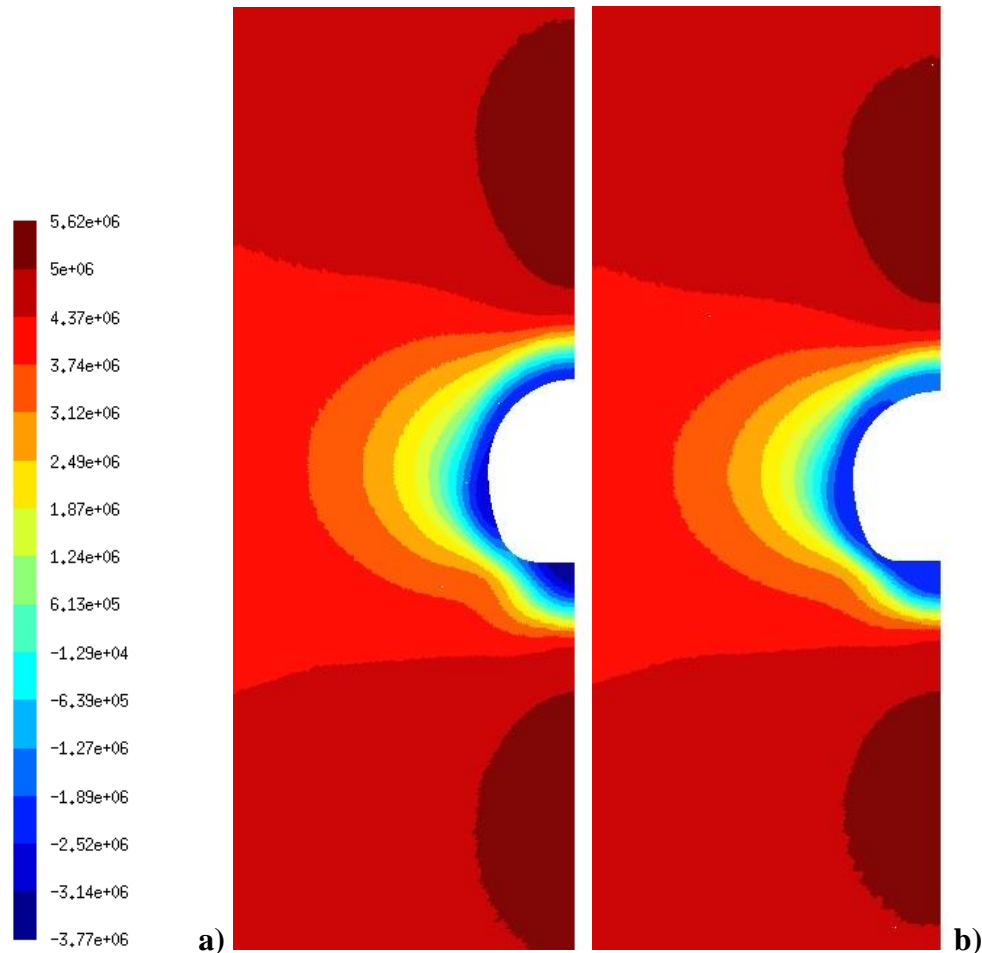


Figure 6.35 : Comparaison de la répartition des pressions d'eau à 40 jours (galerie GMR) :
a) perméabilité constante ; b) perméabilité variable

L'influence de la perméabilité variable selon la formule (5.2) semble peu visible, sauf à proximité de la paroi de l'excavation. La Figure 6.35b montre en effet une pression négative légèrement moins forte derrière la paroi, en particulier sous le radier et en voûte. Ceci s'explique par le fait que pour une même dégradation (une même dilatance) derrière la paroi, la perméabilité augmente et assure un retour plus rapide de l'eau. Au même instant, la pression d'eau sera donc plus équilibrée pour la modélisation à perméabilité variable. Ce constat est confirmé de manière plus visible par la Figure 6.36.

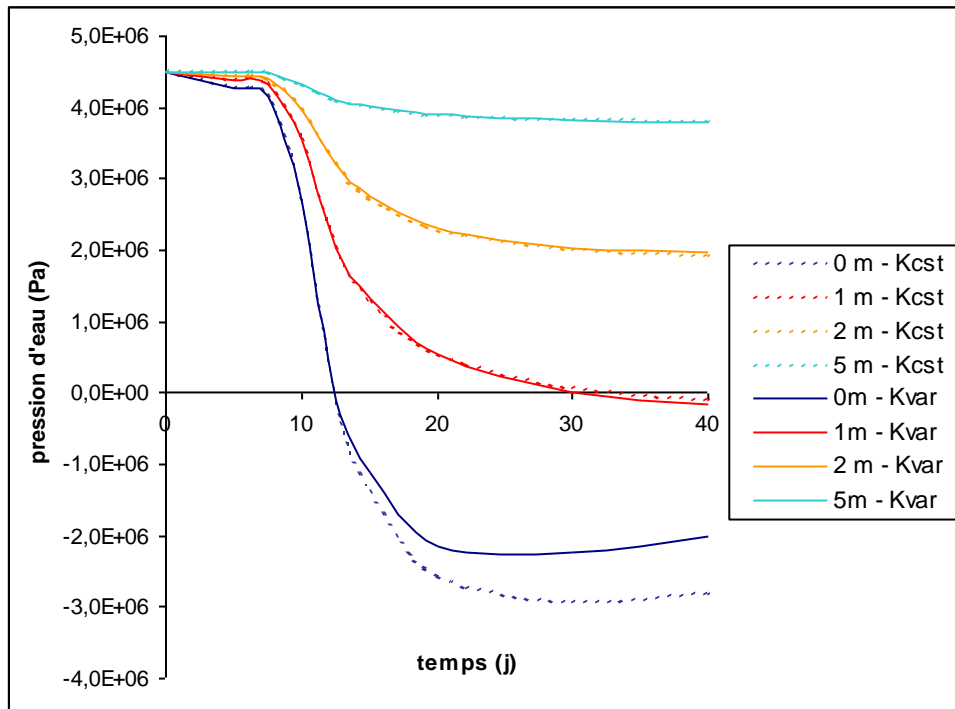


Figure 6.36 : Effet d'une perméabilité variable sur l'évolution des pressions d'eau à différentes distances à la paroi (galerie GMR – 0 à 5 m)

L'effet de la perméabilité variable est principalement visible en paroi (0 m). La perméabilité augmentant du fait de la dégradation, la pression d'eau remonte nettement plus rapidement, pendant et après l'excavation. La variation de pression n'est toutefois pas aussi importante qu'en imposant une perméabilité plus forte dans tout le massif (paragraphe 6.3.5.1). Pour obtenir une meilleure prise en compte de l'EDZ, il conviendrait de choisir une autre loi de variation de la perméabilité, plus adaptée et surtout mieux calée sur les évolutions réelles de la perméabilité du COx lorsqu'il est soumis à une dégradation.

6.3.6 Effet de la cinétique de creusement

Le creusement de la galerie GMR a été simulé en 2D par la méthode convergence-confinement en considérant une vitesse moyenne d'excavation de 0,5 m/j. La Figure 6.6 montre qu'en réalité cette excavation n'a pas été aussi régulière, et a notamment subi des alternances de pauses et d'excavations plus rapides. Il est alors judicieux de se demander quelle sera l'influence d'une excavation plus rapide sur le résultat de la modélisation.

La Figure 6.37 propose une comparaison de l'évolution de la pression d'eau au point PRE05 pour deux vitesses d'excavation : la vitesse de référence de 0,5 m/j et une vitesse deux fois plus grande de 1 m/j correspondant au creusement des 20 m de galerie en 10 j.

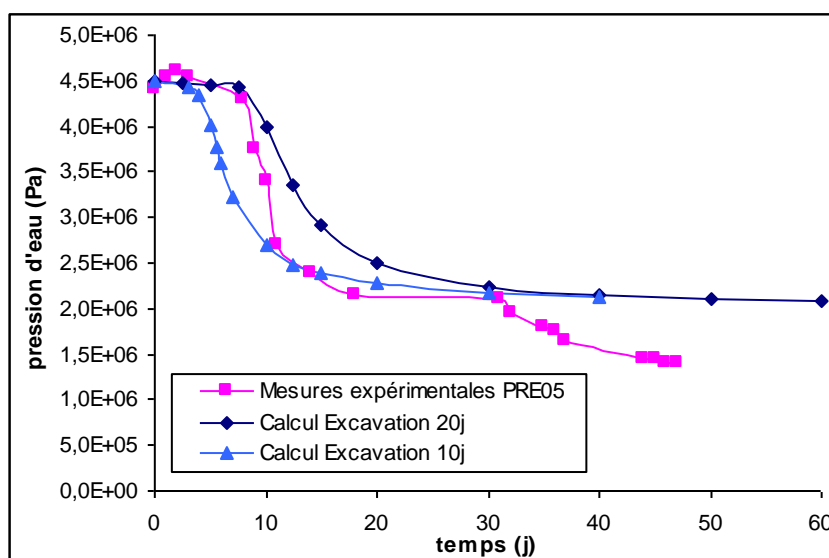


Figure 6.37 : Comparaison de l'évolution de la pression d'eau en PRE05 pour deux vitesses d'excavation

La sensibilité à la vitesse d'excavation ne paraît pas très importante après excavation : à partir de 40 jours, les deux courbes de pression se rejoignent. Seul un décalage dans le temps est observé. Il est probable que la gamme de vitesse proposée dans cette comparaison ne soit pas suffisamment large pour influencer les résultats. La Figure 6.38 tirée de Kleine (2007a) pour l'argilite du COx montre en effet que la résistance de la roche ne varie pas beaucoup dans la gamme des faibles vitesses de déformations. Il est donc cohérent que le fluage ait peu d'influence sur les modélisations effectuées ici.

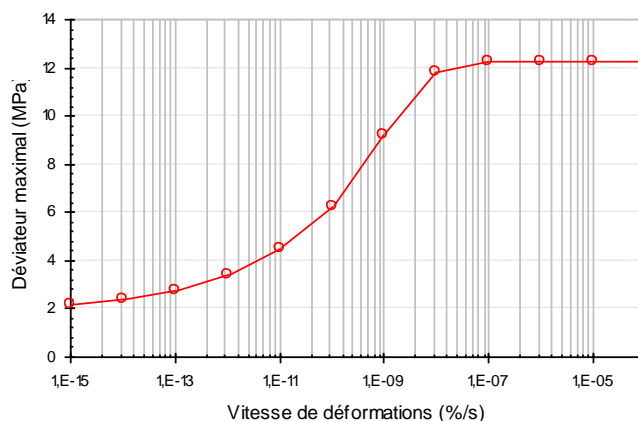


Figure 6.38 : Evolution de la résistance en fonction de la vitesse de chargement (Kleine, 2007a)

6.3.7 Effet de l'hydraulique : calcul mécanique

Une dernière étude de sensibilité intéressante est l'influence de la prise en compte de l'eau dans la modélisation. Cette influence n'est pas aisée à isoler puisque un calcul sans couplage HM, correspondant à un calcul en conditions drainées, nécessite un recalage spécifique du modèle.

6.3.7.1. Calage du modèle en conditions drainées

La démarche de détermination des paramètres est la même que celle présentée au paragraphe 4.2.2, mais sans prendre en compte les paramètres liés à l'eau (perméabilité, coefficient de Biot, etc...). Toutes les simulations d'essais en conditions drainées ont été recalées sur les courbes expérimentales disponibles qui sont les mêmes que celles utilisées lors du calage des simulations non drainées : essai triaxial en compression et en extension, et essai de fluage. Seule la condition de drainage dans les modélisations change. Ce choix de conserver les mêmes essais se justifie par les conditions expérimentales considérées comme pseudo non drainés (Figure 3.13). Le Tableau 6-3 résume les paramètres choisis pour la modélisation mécanique. Il est important de rappeler que ces paramètres comme ceux du Tableau 4-1 sont tous des paramètres drainés.

Champ	Paramètre	Valeur
Paramètres élastiques	E	6.10^9 Pa
	ν	0,27
Seuils élastoplastiques	P_a	1.10^5 Pa
	σ_c	20.10^6 Pa
	a_0	1
	a_{pic}	0,5
	a_e	0,8
	m_0	0,01
	m_{pic}	6
	m_e	3,5
	m_{ult}	1,5
	s_0	0,1
	σ_{pt1}	$18,5.10^6$ Pa
Écrouissage élastoplastique	ξ_{pic}	0,01
	ξ_e	0,02
	ξ_{ult}	0,3
	x_{ams}	0,1
	η	0,04
Extension	γ_{CJS}	0,8
	H_0^e	1,15
Mécanisme viscoplastique	m_{v-max}	3,2
	A_v	$1,5.10^{-11} s^{-1}$
	n_v	1,5
	ξ_{v-max}	0,0039
Lois de dilatance	$\mu_{0,v}$	0,02
	$\xi_{0,v}$	0,03
	μ_1	0,1
	ξ_1	0,12

Tableau 6-3 : Récapitulatif des paramètres L&K de l'étude mécanique pour l'argilite du COx

6.3.7.2. Résultats de la modélisation mécanique

Les seuls résultats comparables entre les modélisations drainées et non drainées sont les mesures de déplacements, et en particulier les évolutions des convergences au cours du temps (Figure 6.39 portant sur la galerie GMR).

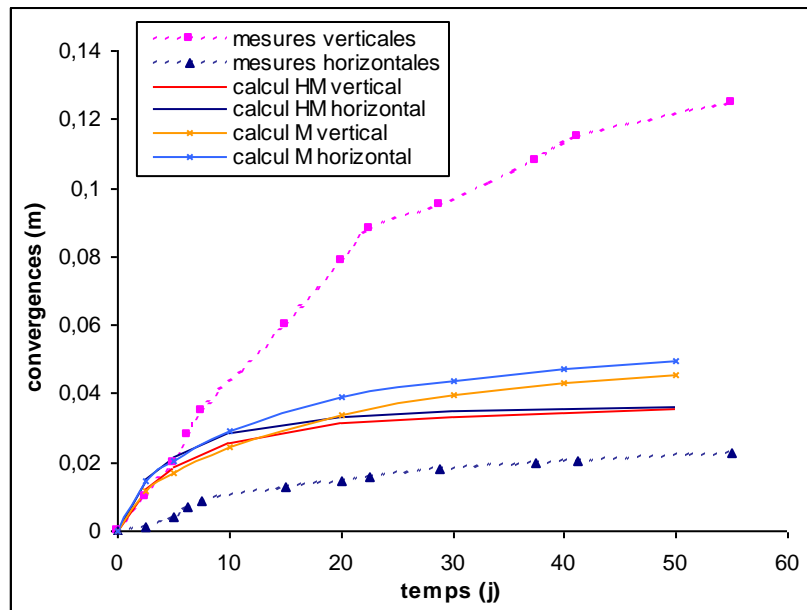


Figure 6.39 : Comparaison de l'évolution des convergences pour des simulations drainées et non drainées

L'écart des simulations, qu'elles soient en conditions drainées ou non drainées, avec les mesures expérimentales a déjà été discuté au paragraphe 6.2.3.1 et ne sera pas à nouveau abordé ici. L'intérêt d'une telle comparaison est de montrer que sans prise en compte de l'eau, les déplacements sont susceptibles d'être surestimés, en particulier lors de la phase de consolidation. On a en effet observé lors de l'étude de la sensibilité à la perméabilité (section 6.3.5) que l'eau pouvait avoir un effet de succion assurant ainsi une meilleure tenue de l'ouvrage, au moins à court terme. Cela a bien sûr des conséquences en termes de dimensionnement du soutènement à prévoir.

Les limites de cette comparaison résident dans le calage des paramètres : que ce soit en conditions drainées ou non drainées, les paramètres ont été calés sur les mêmes essais de laboratoire dont les conditions sont en réalité ni vraiment drainées, ni parfaitement non drainées. Des données de degré de saturation existent sur ces essais permettant une plus grande précision des calages, mais cela nécessiterait la tenue de simulations en conditions non saturées.

6.4 Modélisation 3D de l'excavation

Un certain nombre de limitations ont été mises en évidence lors de la modélisation 2D effectuée, notamment liées à la simulation de l'avancement réel de l'excavation. Une modélisation 3D couplée HM avec régularisation est dès lors nécessaire pour aborder tous les phénomènes souhaités.

6.4.1 Spécificités liées au calcul 3D

La géométrie du modèle de la galerie GMR est la même que pour la modélisation 2D, mais « étendue » dans la 3^{ème} dimension (Figure 6.40) dans un cube de 69 m de côté. Les 20 m de creusement simulés en 2D par la méthode convergence-confinement ont été repris.

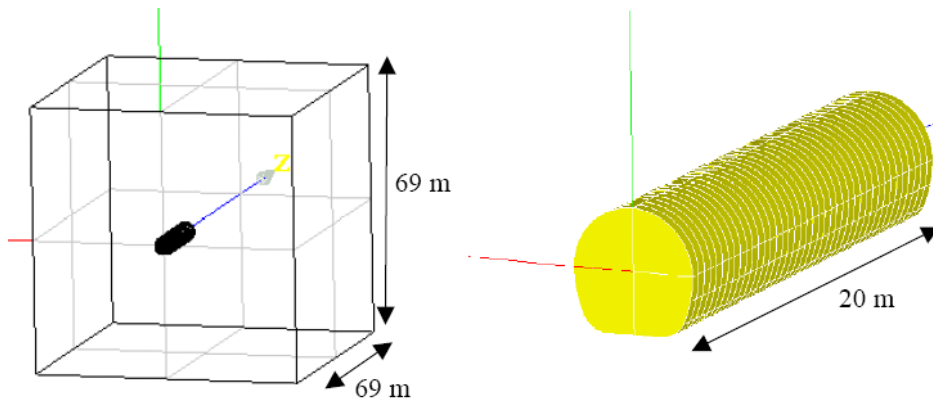


Figure 6.40 : Domaine et géométrie de l'excavation

Les conditions aux limites sont également les mêmes que pour la modélisation 2D, avec une dimension supplémentaire. On distingue les conditions aux limites de type Dirichlet concernant les inconnues principales (pression d'eau P et déplacement u), et les conditions aux limites de type Neumann concernant les quantités duales (flux hydraulique noté M_{iq} et contraintes totales σ). A noter que la gravité a été rajoutée à la modélisation, ce qui explique que la pression d'eau imposée sur les faces dépende de la profondeur. Toutes les conditions aux limites sont résumées sur la Figure 6.41.

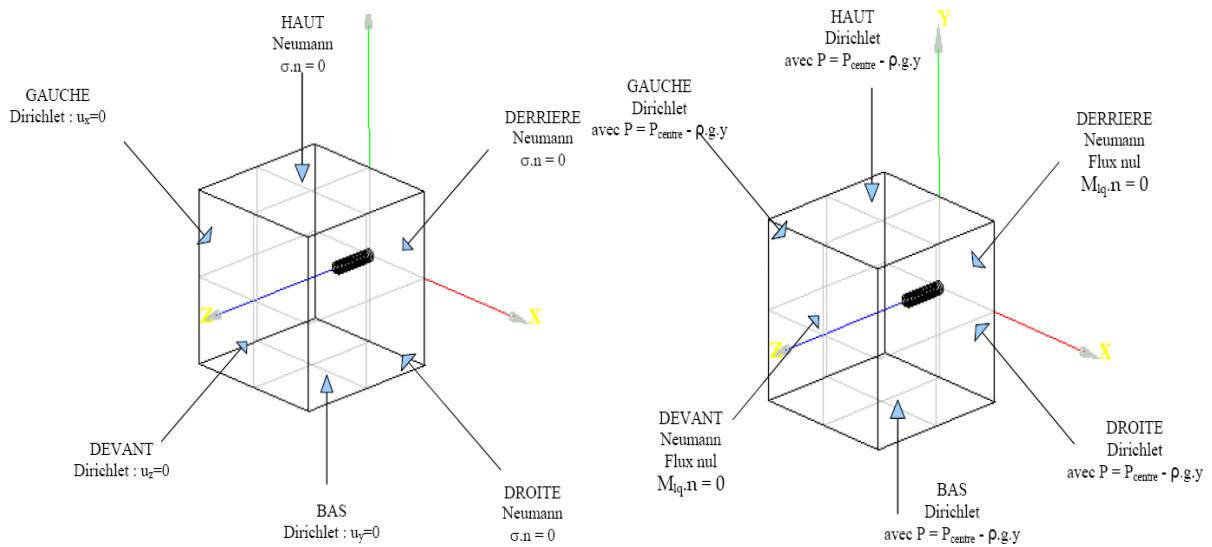


Figure 6.41 : Conditions aux limites mécaniques et hydrauliques de la modélisation 3D

Les phases réelles de creusement ont pu être respectées, par tranches de 1 m. Pour des raisons de convergence numérique, on divise chaque tranche en n pas de temps. La méthode employée est décrite sur la Figure 6.42.

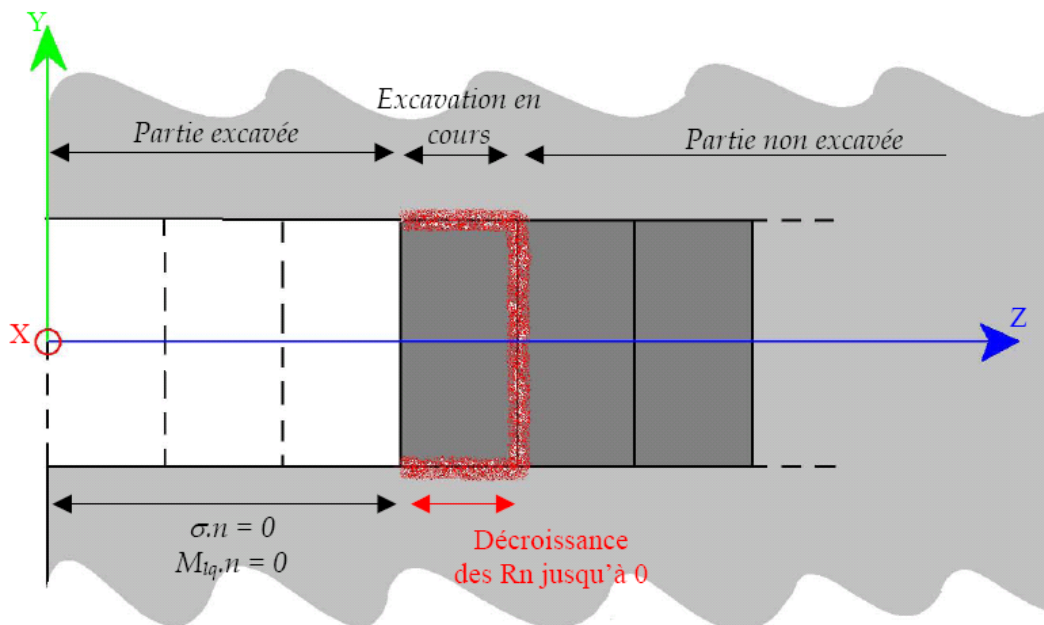


Figure 6.42 : Procédure d'excavation pour une tranche et conditions aux limites

Le modélisation finalement effectuée est une modélisation 3D en conditions couplées hydromécaniques utilisant le modèle *L&K* avec régularisation par second gradient de dilatation, en conservant l'ensemble des paramètres déterminés pour la modélisation 2D.

6.4.2 Validation du modèle en 3D

La modélisation 3D a pu être menée à bien sur les cinq premières tranches d'excavation, soit 5 m, pour un maillage d'une finesse moyenne (12 cm en paroi, soit 711.671 tétraèdres, soit environ $3,2 \cdot 10^6$ ddl). Les calculs ont été effectués sur le nouveau serveur aster4, mais les calculs s'avèrent extrêmement longs et volumineux. Les déplacements et les pressions simulées confirment toutefois les simulations effectuées en 2D. La faisabilité d'un calcul couplé HM avec le modèle *L&K* et régularisation en 3D a ainsi été démontrée, même s'il reste à poursuivre le calcul jusqu'à la fin des 20 m d'excavation et ensuite lors de la consolidation.

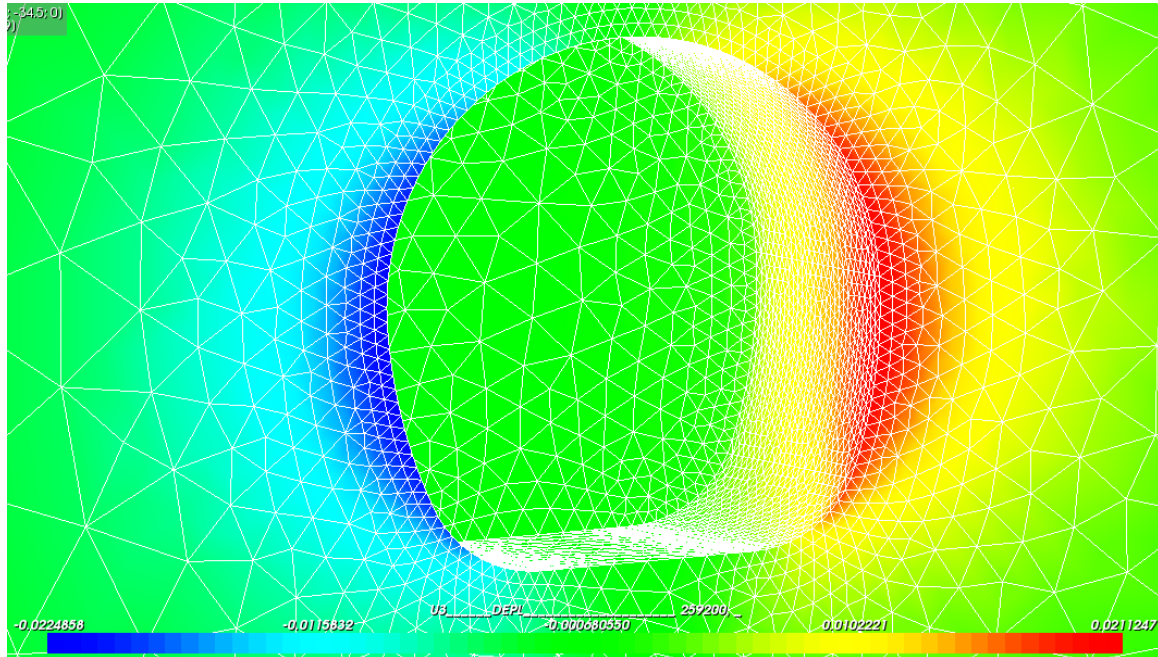


Figure 6.43 : Déplacements horizontaux après 3 m d'excavation

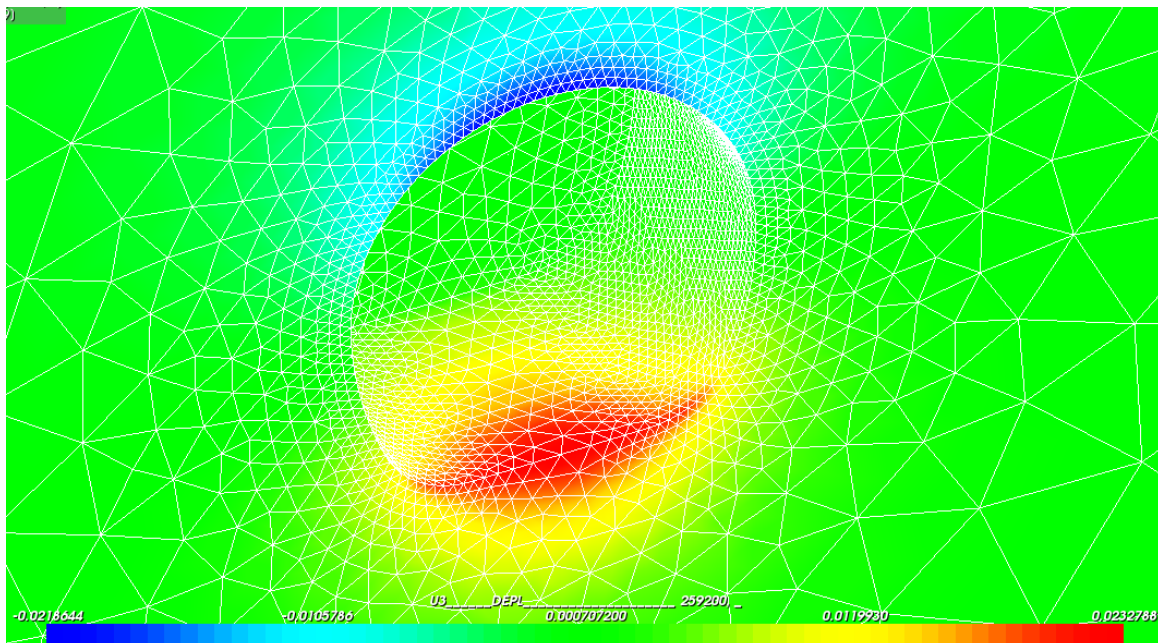


Figure 6.44 : Déplacements verticaux après 3 m d'excavation

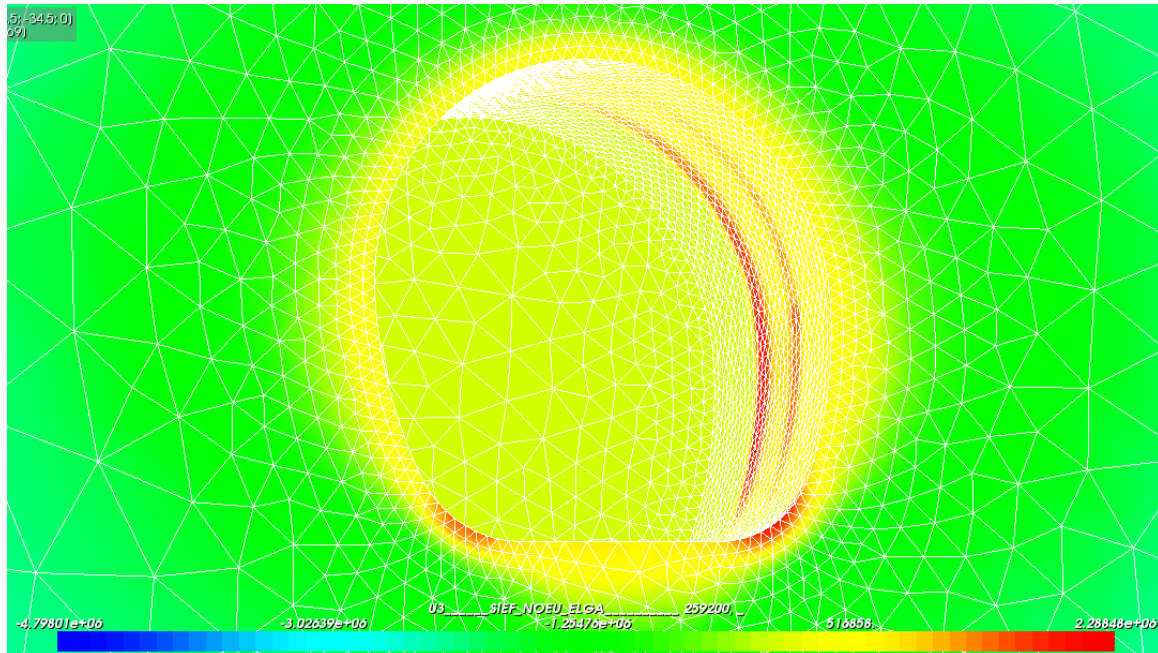


Figure 6.45 : Contrainte de pression (SIP = $-b.p_w$) après 3 m d'excavation

La très grande longueur des calculs incite à envisager une stratégie de calcul permettant d'optimiser mieux le nombre de maille. Les travaux de Meunier et Fernandes (2011) a contribué à développer une stratégie d'adaptation de maillage au cours du processus de creusement. Le but est de partir d'un maillage grossier permettant des calculs plus rapides, mais qui se raffinerait selon certains critères dans les zones le nécessitant, et uniquement dans celles-ci. L'intérêt est de voir le maillage se raffiner dans les zones proches de l'excavation tout en gardant un maillage grossier à distance de l'excavation.

Le choix du critère d'adaptation n'est pas évident. Il peut s'agir d'un nombre fixé d'adaptations, subdivisant les mailles en un nombre de mailles défini. Mais il est plus précis d'avoir un arrêt automatique de l'adaptation basé sur la stabilisation du maximum de déplacement ou encore sur la stabilisation du saut de contrainte d'une maille à sa voisine. Dans le cas du modèle *L&K*, le critère d'arrêt pourra également être basé sur l'incrément de déformation élastoviscoplastique cumulée d'un pas de temps à l'autre.

Conclusion et perspectives

Cette thèse a principalement démontré la possibilité offerte aux ingénieurs d'effectuer des modélisations couplées hydromécaniques complètes avec un modèle de comportement radoucissant prenant en compte les effets différés du matériau (modèle *L&K*). Une démarche de détermination de l'ensemble des paramètres a été proposée en prenant comme support le logiciel aux éléments finis Code_Aster développé par EDF. D'un point de vue plus numérique, ce résultat a également été possible grâce à l'utilisation conjointe d'une méthode de régularisation adaptée aux géomatériaux (le modèle second gradient de dilatation) permettant la convergence des calculs en évitant à la fois la dépendance au maillage et les phénomènes de localisation numérique.

Les prédictions de ces modélisations appliquées à la galerie GMR du laboratoire de Meuse/Haute-Marne montrent une bonne adéquation avec les mesures expérimentales de déplacements et surtout de pressions interstitielles relevées *in situ*. Le comportement différé implicitement pris en compte par le modèle *L&K* représente une part importante des évolutions simulées, et permet en particulier de retrouver la baisse importante des pressions d'eau au sein du massif d'argilite lors du creusement des ouvrages. Cette potentialité est, entre autre, fortement liée à une description pertinente de la dégradation des caractéristiques mécaniques de la roche et surtout à l'évolution de la dilatance associée.

La démarche globale de modélisation et de détermination des paramètres du modèle *L&K*, des paramètres du couplage hydromécanique et des paramètres de la méthode de régularisation se trouve ainsi validée et exploitable pour d'autres études, notamment celles portant sur le dimensionnement des futurs ouvrages de stockage des déchets nucléaires.

L'essentiel des modélisations présentées a été pour l'instant effectuées en 2D, mais même s'il est encore nécessaire de le valider en le comparant aux mesures expérimentales, la faisabilité d'un tel calcul en 3D a également été démontrée. Pour améliorer le rendement des calculs 3D, l'utilisation d'outils numériques performants est un atout de taille. Cela passe bien entendu par l'utilisation de serveurs puissants, si possible avec parallélisme (répartition du calcul sur plusieurs processeurs), mais aussi par l'utilisation de méthode d'optimisation telles que l'adaptation de maillage. Cette dernière méthode vise à raffiner un maillage grossier uniquement dans les zones qui le nécessitent. Les gains de performance observés sont alors très intéressants.

Un autre élément d'amélioration à la fois numérique et physique concerne l'évaluation paramétrique de la longueur caractéristique pour la méthode de régularisation. Aucun consensus n'a encore été trouvé à ce sujet dans la communauté scientifique, les recherches actuelles visent à déterminer s'il s'agit d'un paramètre purement numérique ou s'il peut avoir une signification physique intrinsèque à un matériau donné. Une étude est en cours au laboratoire LaEGO sur des échantillons de marnes de Sisteron soumises à des essais de localisation. L'objectif est de tenter de relier la longueur caractéristique à la largeur de la bande de localisation observée.

Les autres limites de ces modélisations sont enfin d'ordre plus physique. Il s'agit par exemple des données d'entrée du problème que sont les propriétés matériau : ces modélisations complexes nécessitent la connaissance d'un grand nombre de paramètres qui demandent eux-mêmes un grand nombre d'essais expérimentaux différents qui ne sont pas toujours à la disposition des ingénieurs. Il y a ensuite d'autres aspects physiques qui n'ont pas été pris en compte et qui peuvent avoir une grande importance, en particulier dans le contexte du stockage dans les argilites du CO_x. On peut citer notamment la prise en compte dans le modèle de comportement de l'anisotropie des contraintes induite par la dégradation, ou encore la problématique de la cicatrisation de l'argilite avec le temps qui peut voir les fracturations se refermer, ce qui entraînerait une réduction de l'étendue de l'EDZ et donc une réduction de l'ampleur du soutènement à dimensionner. Un autre élément important en vue du stockage des déchets nucléaires est la thermique. Les colis de déchets entraînent en effet un échauffement du massif rocheux (les dernières études l'évaluent à près de 80°C). Or le comportement de l'argilite, et notamment le fluage, est amené à fortement varier sous l'effet de la température, qui plus est en présence d'eau interstitielle. Dans cette optique, un nouveau travail de thèse portant sur l'extension des modélisations aux couplages thermohydromécaniques est prévu à l'issue de cette thèse.

Une dernière perspective envisageable porte sur le couplage hydromécanique. Le milieu poreux considéré a été choisi avec une perméabilité constante en cours de calcul, alors que la dégradation du matériau entraîne physiquement une augmentation de cette perméabilité à même d'augmenter la dégradation autour de l'excavation. Il serait dès lors intéressant de considérer une perméabilité variable en fonction de l'endommagement. Plus largement, il serait également pertinent d'étendre cette étude aux milieux poreux non saturés.

Bibliographie

- Abou-Bekr N., Modélisation du comportement mécanique des sols partiellement saturés. Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, 1995
- Alejano L.R., Alonso E.E., Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock masses. Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 42, pp481-507, 2005
- Alonso E.E., Gens A., Josa A., A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique, Vol. 40, pp405-430, 1990
- ANDRA, Dossier 2005 – référentiel site Meuse/Haute-Marne, 2005a
- ANDRA, Dossier argile – Rapport de synthèse : Laboratoire de recherche souterrain de Meuse/Haute-Marne. D.RP.ADPE.04.1110, 2005b
- ANDRA, 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, 2005c
- ANDRA, www.andra.fr, 2011
- Archambault G., Gentier S., Riss J., Flamand R., The evolution of void spaces (permeability) in relation with rock joint shear behavior, Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 34, pp14.e1-14.e15, 1997
- Arson C., Etude théorique et numérique de l'endommagement thermo-hydro-mécanique des milieux poreux non saturés. Thèse de doctorat, Ecole des Ponts – Paris Tech, 2009
- Aubertin M., Li L., Simon R., A multiaxial stress criterion for short and long term strength of isotropic rock media. Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 37, pp 1169-1193, 2000
- Bargellini R., Méthode de pilotage du chargement, Documentation de référence Code_Aster, (cf. Code_Aster), R5.03.80, 2009
- Bažant Z.P., Belytschko T.B., Chang T.P., Continuum theory for strain softening. J. of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 110, pp1666-1692, 1984
- Bésuelle P., Desrues J., Raynaud S., Experimental characterisation of the localisation phenomenon inside a Vosges sandstone in a triaxial cell. Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 37, pp1223-1237, 2000
- Bhandari A.R., Inoue J., Experimental study of strain rates effects on strain localization characteristics of soft rocks. Soils and Foundations, Vol. 45, No 1, pp125-140, 2005
- Biarez J., Hicher P.Y., Elementary Mechanisms of Soil Behaviour: saturated remoulded soils. Balkema, Rotterdam, 1994

- Bishop A.W., The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, Vol. 39, pp859-863, 1959
- Bishop A.W., Blight G.E., Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Géotechnique*, Vol. 13, pp177-197, 1963
- Blümling P., Bernier F., Lebon P., Derek Martin C., The excavation damaged zone in clay formations time-dependent behaviour and influence on performance assessment. *Physics and Chemistry of the Earth*, Vol. 32, pp588-599, 2007
- Boidy E., Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier – Grenoble I, 2002
- Boidy E., Bouvard A., Pellet F., Back analysis of time-dependent behaviour of a test gallery in claystone. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 17, pp415-424, 2002
- Cai M., Kaiser P.K., Tasaka Y., Maejima T., Morioka H., Minami M., Generalized crack initiation and crack damage stress thresholds of brittle rock masses near underground excavations. *Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 41, pp833-847, 2004
- Cai M., Influence of intermediate principal stress on rock fracturing and strength near excavation boundaries – Insight from numerical modeling. *Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 45, pp763-772, 2008
- Chambon R., Caillerie D., Matsushima T., Plastic continuum with microstructure, local second gradient theories for geomaterials: localization studies. *Int. J. of Solids and Structures*, Vol. 38, pp8503-8527, 2001
- Chambon R., Rupture et localisation dans les milieux naturels : problèmes de modélisation. Journée 2009 des utilisateurs de Code_Aster en géosciences – IFP/EDF, 2009
- Chateau X., Dormieux L., Approche micromécanique du comportement d'un milieu poreux non saturé. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences*, Vol. 326, Issue 9, pp533-538, 1998
- Chavant C., Simulation d'excavation en comportement hydro-mécanique fragile. Résultats du benchmark mené dans le cadre du GdR MoMaS. Note EDF/H-T64-2006-01307-FR, 2007
- Code_Aster, www.code-aster.org, 2011
- Colback P.S.B., Wild B.L., The influence of moisture content on the compressive strength of rock. Présenté au 3rd Canadian Rock Mechanics Symposium, pp65-83, 1965
- Coleman J.D., Stress/strain relations for partly saturated soil. *Géotechnique (Correspondence)*, Vol. 12, pp348-350, 1962
- Collin F, Chambon R, Charlier R., A finite element method for poro mechanical modelling of geotechnical problems using local second gradient models. *Int. J. of Numerical Methods in Engineering*, Vol. 65, Issue 11, pp1749-1772, 2006

- Conil N., Djeran-Maigre I., Cabrillac R., Su K., Poroplastic damage model for claystones. *Applied Clay Science*, Vol. 26, pp473-487, 2004
- Courtois A., Lassabatère T., Comparaison des approches en contraintes totales et en contraintes effectives pour l'étude du comportement à court terme des ouvrages souterrains. Note interne EDF-R&D, 2002
- Coussy O., Mécanique des milieux poreux. Editions Technip, 1991
- Coussy O., Dangla P., Approche énergétique du comportement des sols non saturés. Chapitre 4, Hermès, pp137-174, 2002
- Dangla P., Plasticité et hystérésis. Chapitre 6, Hermès, pp231-273, 2002
- Desrues J., Chambon R., Mokni M., Mazerolle F., Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography. *Géotechnique*, Vol. 46, pp529-546, 1996
- Diederichs M.S., Instability of hard rockmasses: the role of tensile damage and relaxation. Thèse de doctorat, University of Waterloo, Ontario, Canada, 1999
- Diederichs M.S., Measurement of spalling parameters from laboratory testing. *Rock Mechanics in Civil and Environmental Engineering*, éditions Zhao et al., Lausanne, pp323-326, 2010
- Dyke C.G., Dobereiner L., Evaluating the strength and deformability of sandstones. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, Vol. 24, pp123-134, 1991
- Escoffier S., Caractérisation expérimentale du comportement hydromécanique des argilites de Meuse/Haute-Marne. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine (INPL), 2002
- Fabre G., Pellet F., Creep and time dependent damage in argillaceous rocks. *Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 43, Issue 6, pp950-960, 2006
- Fernandes R., Chavant C., Chambon R., A simplified second gradient model for dilatant materials: Theory and numerical implementation. *Int. J. of Solids and Structures*, Vol. 45, pp5289-5307, 2008
- Fernandes R., Modélisation numérique objective des problèmes couplés hydromécaniques dans le cas des géomatériaux. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier – Grenoble I, 2009
- Fernandes R., Plassart R., Modélisation numérique du comportement hydromécanique des ouvrages souterrains avec prise en compte des effets différés. Note interne EDF, H-T64-2010-03109-FR, 2011
- Fernandes R., Loi de comportement viscoplastique LETK. Documentation de référence Code_Aster (cf. Code_Aster), R7.01.24, 2011a

- Fernandes R., Loi de comportement de LAIGLE. Documentation de référence Code_Aster (cf. Code_Aster), R7.01.15, 2011b
- Fernandes R., Chambon R., Computations of the borehole stability problem using a classical model and a second gradient dilation model. A paraître, 2011
- Fleureau J.M., Kheirbek-Saoud S., Variation de résistance des sols compactés avec la pression interstitielle négative. Revue Française de Géotechnique, Vol. 59, pp57-64, 1992
- Foucault A., Modélisation du comportement cyclique des ouvrages en terre intégrant des techniques de régularisation. Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, 2010
- Foucault A., Voldoire F., Modaressi A., On the numerical implementation of a multi-mechanism cyclic plasticity model associated to a dilation second gradient model aiming strain localization mitigation. Présenté au 9th International Workshop on Bifurcation and Degradation in Geomaterials, Porquerolles, France, May 23-26, 2011
- Fredlund D.G., Morgenstern N.R., Stress state variable for unsaturated soils. J. of Geotechnical Engineering, pp447-466, 1977
- Gasc-Barbier M., Chanchole S., Bérest P., Creep behavior of Bure clayey rock. Applied Clay Science, Vol. 26, pp449-458, 2004
- Gatmiri B., Hoor A., Excavation effect on the thermo-hydro-mechanical behaviour of a geological barrier. Physics and Chemistry of the Earth, Vol. 32, pp947-956, 2007
- GdR MoMas, www.gdr-momas.org, 2011
- Ghabezloo S., Sulem J., Saint-Marc J., Evaluation of a permeability-porosity in a low-permeability creeping material using a single transient test. Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 46, pp761-768, 2009
- Giraud A., Couplages thermo-hydro-mécaniques dans les milieux poreux peu perméables : application aux argiles profondes, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1993
- Giraud A., Homand F., Labiouse V, Explicit solutions for the instantaneous undrained contraction of hollow cylinders and spheres in porous elastoplastic medium. Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 26, pp231-258, 2002
- Granet S., Modélisations THHM – généralités et algorithmes. Documentation de référence Code_Aster (cf. Code_Aster), R7.01.10, 2009
- Granet S., Modèles de comportement THHM. Documentation de référence Code_Aster (cf. Code_Aster), R7.01.11, 2011
- Granger L., Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires – Analyse et modélisation. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995

- Gratier J.P., Jenatton L., Tisserand D., Guiget R., Indenter studies of the swelling, creep, and pressure solution of Bure argillite. *Applied Clay Science*, Vol. 26, pp459-472, 2004
- Haïed A., Etude expérimentale de la rupture en mode de déformations localisé dans un grès. Thèse de doctorat, Université de Lille I, 1995
- Hajdu A., Modélisation numérique du comportement viscoplastique endommageable des roches et application aux ouvrages souterrains de stockage. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier – Grenoble I, 2003
- Hashiguchi K., Okayasu T., Saitoh K., Rate-dependent inelastic constitutive equation: the extension of elastoplasticity. *Int. Journal of Plasticity*, Vol. 21, pp463-491, 2005
- Hawkins A.B., McConnell B.J., Sensitivity of sandstone strength and deformability to changes in moisture content. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, Vol. 25, pp115-130, 1992
- Heitz J-F. (ANTEA), Etude de l'est du bassin parisien – Géomécanique des argilites du Callovo-Oxfordien : traits caractéristiques. Actes des journées scientifiques CNRS/ANDRA, 1996
- Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F., Support of Underground Excavations in Hard Rock. A.A. Balkema, 1994
- Hoxha D., Résultats des essais sur échantillons pour le développement des modèles rhéologiques HM et THM des argilites. Rapport LaEGO-ANDRA, C RP 0 ENG 03 0380B, 2004
- Hoxha D., Giraud A., Homand F., Auvray C., Saturated and unsaturated behaviour modelling of Meuse/Haute-Marne argillite. *Int. Journal of Plasticity*. Vol. 23, pp733-766, 2007
- Indraratna B., Jayanathan M., Measurement of pore water pressure of clay-infilled rock joints during triaxial shearing. *Géotechnique*, Vol. 55, n°10, pp759-764, 2005
- Itasca, Theory and Background – Manuel FLAC Version 6.0, 2008
- Jennings J.E.B, Burland J.B., Limitation to the use of effective stress in partially saturated soils. *Géotechnique*, Vol. 12, pp125-144, 1962
- Jia Y., Song X.C., Duveau G., Su K., Shao J.F., Elastoplastic damage modelling of argillite in partially saturated condition and application, *Physics & Chemistry of the Earth*, Vol. 32, pp656-666, 2006
- Jia Y., Bian H.B., Duveau G., Su K., Shao J.F., Hydromechanical modelling of shaft excavation in Meuse/Haute-Marne laboratory. *Physics and Chemistry of Earth*, Vol. 33, pp422-435, 2008
- Jia Y., Bian H.B., Su K., Kondo D., Shao J.F., Elastoplastic damage modelling of desaturation and resaturation in argillites. *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 34, Issue 2, pp187-220, 2010

- Kaiser P.K., How highly stressed brittle rock failure impacts tunnel design. *Rock Mechanics in Civil and Environmental Engineering*, Editions Zhao et al., Lausanne, pp27-38, 2010
- Kazmierczak J.B., Laouafa F., Ghoreychi M., Lebon P., Barnichon J.D., Influence of creep on water pressure measured from borehole tests in the Meuse/Haute-Marne Callovo-Oxfordian argillites. *Physics and Chemistry of the Earth*, Vol. 32, pp917-921, 2007
- Kharkhour H, Jabbouri A., Comparaison théorique de la pertinence des approches « monophasiques » et « biphasiques » pour l'étude des ouvrages souterrains dans les argiles raides. *Revue française de géotechnique*, No 94, 2001
- Kleine A., Modélisation numérique du comportement des ouvrages souterrains par une approche viscoplastique, Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine (INPL), 2007a
- Kleine A., Laigle F., Giraud A., An elastoplastic strain-softening constitutive model for deep rock – three dimensional applications for nuclear waste repository problem. *FLAC Symposium*, 2007b
- Kleine A., Le modèle « *L&K* » pour Code_Aster, Note interne EDF, IH-HAVL-SIO-00015-B-BPE, 2007c
- Kolmayer P., Fernandes R., Chavant C., Numerical implementation of a new rheological law for argillites. *Applied Clay Science*, Vol. 26, pp499-510, 2004
- Ladanyi B., Archambault G., Simulation of the shear behaviour of a jointed rock mass. Présenté au 11th U.S. Symposium of Rock Mechanics, Berkeley, New-York, 1970
- Laigle F., Ouvrages souterrains – Identification des paramètres rhéologiques de l'argilite et démarche d'interprétation des calculs. Note interne EDF, 2001
- Laigle F., A new viscoplastic model for rocks: application to the mine-by-test of AECL-URL. *Flac and Numerical Modeling in Geomechanics*, Editions Balkema Publisher, 2003
- Laigle F., Modèle conceptuel pour le développement de lois de comportement adaptées à la conception des ouvrages souterrains. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lyon, 2004
- Laloui L., Nuth M., An introduction to the constitutive modelling of unsaturated soils, *European Journal of Civil Engineering*, Vol. 9, n° 5-6, pp651-670, 2005
- Le Guen C., Mesure de la perméabilité de roches très peu perméables et étude de son évolution sous sollicitations thermomécaniques – Application aux roches salifères du Bassin bressan. Thèse de doctorat, Ecole des Mines de Paris, 1991
- Lemaitre J., Chaboche J-L., *Mécanique des matériaux solides*. Collection Sciences Sup, Edition Dunod, 1984
- Lenoir N., Comportement mécanique et rupture dans les roches argileuses étudiés par microtomographie à rayons X. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier – Grenoble I, 2006

- Levasseur S., Charlier R., Frieg B., Collin F., Hydro-mechanical modelling of the excavation damaged zone around an underground excavation at Mont-Terri Rock Laboratory. *Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 47, Issue 3, pp414-425, 2010
- Lorentz E., Badel P., A new path-following constraint for strain-softening finite element simulations. *Int. J. for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 60, pp499-526, 2004
- Marshall P., Distinguin M., Shao H., Bossart P., Enachescu C., Trick T., Creation and evolution of damage zones around a microtunnel in a claystone formation of the Swiss Jura mountains, Society of Petroleum Engineers International Symposium and Exhibition on Formation Damage Control, Lafayette, Louisiane, 2006
- Martin F., Laviguerie R., Armand G., Geotechnical feedback of the new galleries excavation at the ANDRA underground research laboratory – Bure (France). *Rock Mechanics in Civil and Environmental Engineering*, pp779-782, 2010
- Masuda K., Effects of water on rock strength in a brittle regime. *Journal of Structural Geology*, Vol. 23, pp1653-1657, 2001
- Meunier S., Analyse d'erreur *a posteriori* pour les couplages Hydro-Mécaniques et mise en œuvre dans *Code_Aster*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2007
- Meunier S., Fernandes R., Mesh adaptation for coupled Hydro-Mechanical industrial studies, Congrès ADMOS, 2011
- Mokni M., Desrues J., Strain localization measurements in undrained plane-strain biaxial tests on Hostun RF sand. *Mechanics of cohesive-frictional materials*, Vol. 4, pp419-441, 1999
- Naumann M., Hunsche U., Schulze O., Experimental investigations on anisotropy in dilatancy, failure and creep of Opalinus Clay. *Physics and Chemistry of the Earth*, Vol. 32, pp889-895, 2007
- Nuth M., Laloui L., Effective stress concept in unsaturated soils: clarification and validation of a unified framework. *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 32, pp771-801, 2008
- Ord A., Vardoulakis I., Kajewski R., Shear band formation in Gosford Sandstone. *Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 28, pp397-409, 1991
- Ozanam O., Modélisation numérique des sols élastoplastiques non saturés. Application aux barrages en remblais. Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, 1988
- Pellet F., Roosefid M., Deleruyelle F., On the 3D numerical modelling of the time-dependent development of the damage zone around underground galleries during and after excavation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 24, pp665-674, 2009
- Perzyna P., Fundamental problems in viscoplasticity. *Advanced in applied mechanics*, Academic Press New York and London, Vol. 9, pp243-377, 1966

- Plassart R., Optimisation de la forme du fond des alvéoles de stockage des déchets B, en termes de stabilité et de coût de réalisation. Note interne EDF, IH-HAVL-SIO-00020-A-BPE, 2011
- Raynaud S., Ngan-Tillard D., Desrues J., Mazerolle F., Brittle-to-ductile transition in Beaucaire marl from triaxial tests under the CT-scanner. *Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 45, pp653-671, 2008
- Renaud V., Morel J, Calculs 3D prédictifs pour la conception d'alvéoles de stockage de déchets radioactifs HAVL. *Tunnels et Espace Souterrain*, Vol. 221, pp383-386, 2010
- Schrefler B.A., Recent advances in numerical modelling of geomaterials. *Meccanica*, Vol. 26, pp93-99, 1991
- Seker E., Etude de la déformation d'un massif de sol non saturé. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), 1983
- Shao J.F., Jia Y., Kondo D., Chiarelli A.S., A coupled elastoplastic damage model for semi-brittle materials end extension to unsaturated conditions. *Mechanics of Materials*, Vol. 38, pp218-232, 2006
- Skempton A.W., Effective stress in soils, concrete and rocks. Pore pressure and suction in soils, Butterworths, Londres, pp4-16, 1960
- Sparks A.D.W., Theoretical considerations of stress equations for partially saturated soils, 3rd Regional Conference for Africa, ISSMFE, Salisbury, Rhodésie, 1963
- Taibi S., Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative – Etude expérimentale et modélisation. Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, 1994
- Vardoulakis I., Sulem J., Guenot A., Borehole instabilities as bifurcation phenomena. *Int. J. Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 25, N°3, pp159-170, 1988
- Vuillet L., Géomécanique – Notes de cours. Laboratoire de Mécanique des Sols, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2001
- WIPP, www.wipp.energy.gov, 2011
- Wong H., Leo C.J., Mary T., Analytical study of mine closure behaviour in a poro-visco-elastic medium. *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 32, Issue 14, pp1737-1761, 2008
- Yang S., Jiang Y., Triaxial mechanical creep behavior of sandstone. *Mining Science and Technology*, Vol. 20, pp339-349, 2010
- Yilmaz I., Influence of water content on the strength and deformability of gypsum. *Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 47, pp342-347, 2010

- Yven B., Sammartino S., Géraud Y., Homand H., Villiéras F., Mineralogy, texture and porosity of Callovo-Oxfordian argillites of the Meuse/Haute-Marne region (esatern Paris basin), Mémoire – Société Géologique de France, SGF éditeur, Issue 178, pp73-90, 2007
- Zhang C., Rothfuchs T., Experimental study of the hydro-mechanical behaviour of the Callovo-Oxfordian argillite. Applied Clay Science, Vol. 26, pp325-336, 2004
- Zhao X.G., Cai M., A mobilized dilation angle model for rocks. Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 47, pp368-384, 2010a
- Zhao X.G., Cai M., Influence of plastic shear strain and confinement-dependent rock dilation on rock failure and displacement near an excavation boundary. Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 47, pp723-738, 2010b
- Zhou H., Jia Y., Shao J.F., A unified elastic-plastic and viscoplastic damage model for quasi-brittle rocks. Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 45, Issue 8, pp1237-1251, 2008

Annexes

Annexe A : Sur l'expression des seuils de contrainte	202
Annexe B : Evolution des pressions d'eau	205

Annexe A : Sur l'expression des seuils de contrainte

Comme on l'a vu au paragraphe 4.1.2, les expressions analytiques des surfaces élastoplastiques et viscoplastiques sont identiques, même si elles sont régies par des fonctions d'érouissage différentes. On rappelle leur forme :

$$F^p(\underline{\underline{\sigma}}, \xi_p) = s_{II} H(\theta) - \sigma_c H_0^c \left[A^p(\xi_p) s_{II} H(\theta) + B^p(\xi_p) I_1 + D^p(\xi_p) \right]^{a^p(\xi_p)} = 0 \quad (\text{A.1})$$

Lors de l'évaluation de cette fonction, des problèmes peuvent apparaître lorsque l'expression entre crochets notée $u^p = A^p(\xi_p) s_{II} H(\theta) + B^p(\xi_p) I_1 + D^p(\xi_p)$ devient négative, puisque l'exposant $a^p(\xi_p)$ est une variable comprise entre 0 et 1.

La stratégie proposée à ce jour par Code_Aster pour résoudre ce problème passe par une vérification systématique du signe de la fonction u^p . Si celui-ci est négatif, alors on subdivise le pas de temps. Cette stratégie a l'inconvénient de contraindre la résolution numérique à de très petits pas de temps, sans garantie d'assurer une fonction u^p positive. Les simulations numériques effectuées avec cette méthode conduisent le plus souvent à un échec pour cause de subdivision du pas de temps trop importante, incompatible avec des temps de simulation raisonnables pour l'ingénierie.

En réalité, il faut distinguer le cas de la surface élastoplastique de celle de la surface viscoplastique pour contourner et corriger ces problèmes de résolution mathématique.

Pour la surface viscoplastique, la solution est simple puisque le choix d'imposer la linéarisation de cette surface avec $a^{vp}(\xi_{vp}) = 1$ nous met à l'abri des difficultés mathématiques mentionnées ci-dessus.

Le cas de la surface élastoplastique non linéaire est plus complexe. Pour corriger le problème mathématique, on s'est intéressé à la solution mise en œuvre lors de l'intégration dans Code_Aster de la loi de comportement de Laigle qui est décrite par une surface semblable. La stratégie consistait à modifier l'expression de la surface par la résolution d'une équation équivalente en terme de solution numérique :

$$F_{Laigle}^{ep}(\underline{\underline{\sigma}}, \xi_{ep}) = \left[\frac{s_{II} H(\theta)}{\sigma_c H_0^c} \right]^{\frac{1}{a^{ep}(\xi_{ep})}} - \left[A^{ep}(\xi_{ep}) s_{II} H(\theta) + B^{ep}(\xi_{ep}) I_1 + D^{ep}(\xi_{ep}) \right] = 0 \quad (\text{A.2})$$

La résolution de F_{Laigle}^{ep} conduit à la même solution que celle de F^{ep} et les problèmes numériques devaient ainsi être résolus : le terme pouvant dorénavant devenir négatif. Cette modification a été intégrée pour le modèle de Laigle dans Code_Aster, mais il s'avère qu'elle soulève deux nouvelles problématiques :

- Bien qu'elle contourne la difficulté mathématique mise en évidence dans l'expression de la surface de charge élastoplastique, il faut s'interroger sur la pertinence phénoménologique d'une telle modification. En effet, l'expression u^p peut devenir négative lorsque l'état de contrainte passe en traction. Or, le modèle *L&K* – comme la plupart des lois de type roches – n'a pas été conçu pour modéliser le comportement en

traction. Par conséquent, en modifiant de telle façon le critère on autorise des états de contrainte pour lesquels aucune validation n'a été menée.

- Comme cela a été souligné par Fernandes (2011b) avec la loi de comportement de Laigle, pour certains chemins de contraintes le critère $F_{Laigle}^{ep}(\sigma, \xi_{ep}) \leq 0$ n'a pas de solution (il n'est pas possible d'obtenir un résultat convergé). C'est ce que l'on observe sur la Figure A.1.

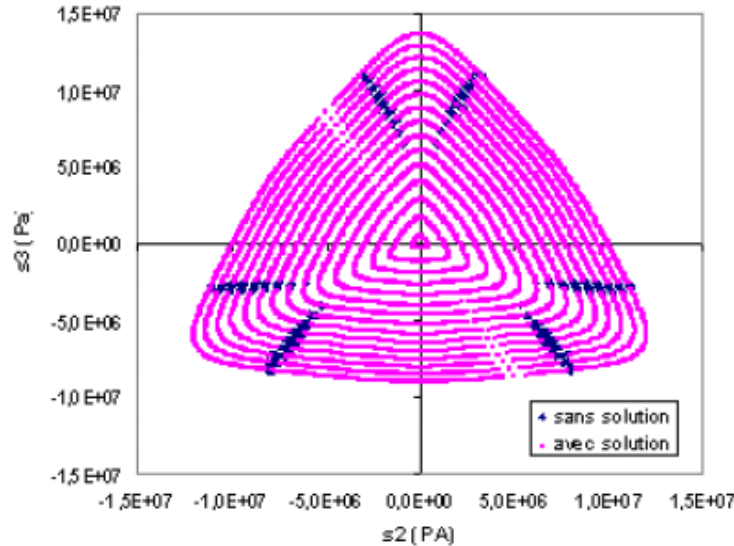


Figure A.1 : Allure de la surface élastoplastique pour différents chargements avec mise en évidence des zones pour lesquelles le critère n'a pas de solution

Une justification possible de ce problème vient peut-être de la modification mathématique du critère original. Pour illustrer l'impact néfaste de l'expression du critère modifié, on remplace l'expression de ce critère par une équation plus simple. Considérons l'équation à résoudre suivante :

$$x - (-2)^{\frac{1}{2}} = 0 \quad (\text{A.3})$$

Cette équation ne peut être évaluée à cause du terme négatif dans l'expression en racine. En modifiant cette équation par la même technique que celle proposée pour passer du critère de Laigle original au critère modifié on obtient la nouvelle expression suivante :

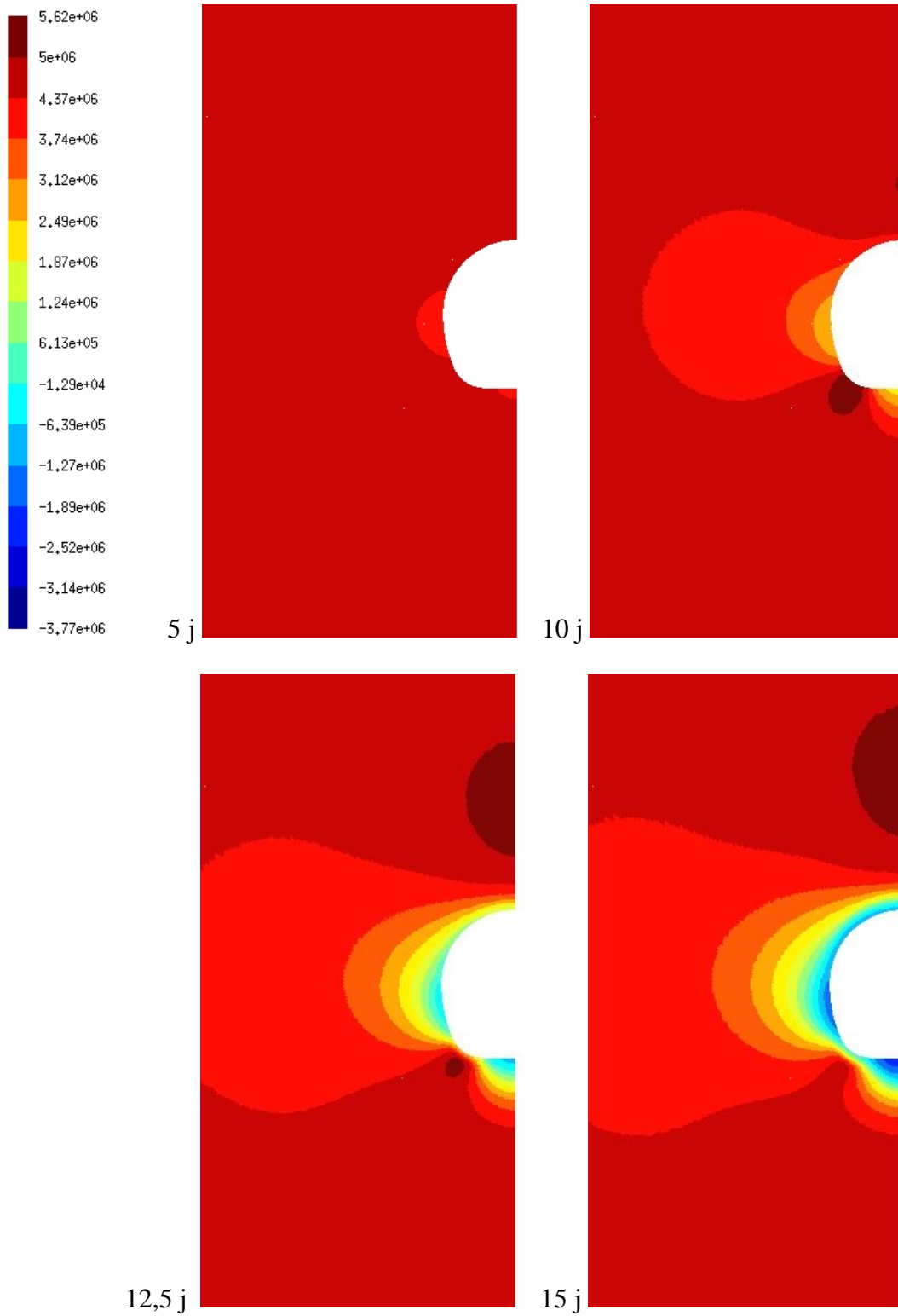
$$x^2 - (-2) = x^2 + 2 = 0 \quad (\text{A.4})$$

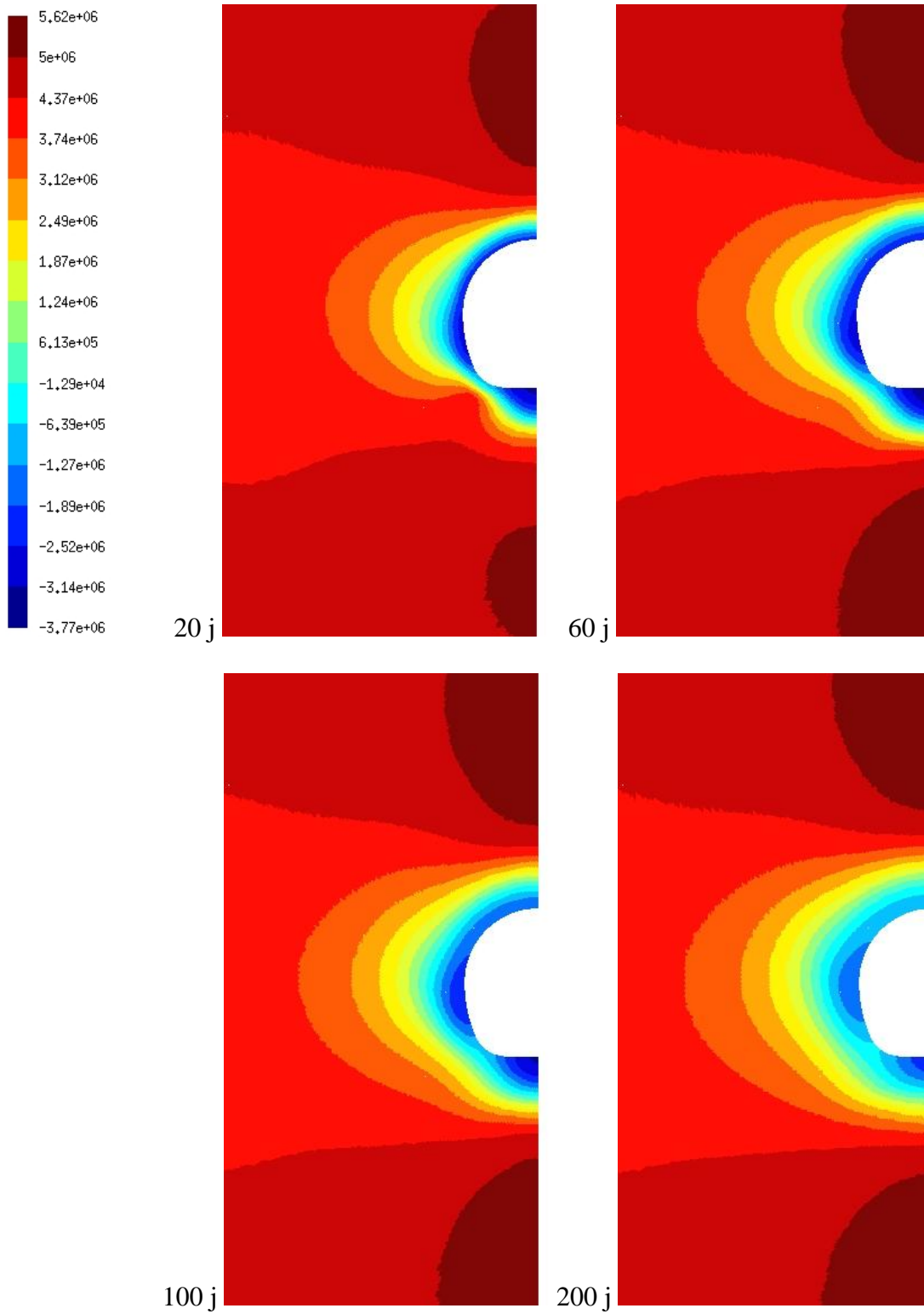
La nouvelle expression n'a pas de solution réelle! Par conséquent, on comprend bien sur cet exemple simple que résoudre $F_{Laigle}^{ep}(\sigma, \xi_{ep}) \leq 0$ peut devenir problématique. L'expression étant non-linéaire, elle est résolue par un algorithme local de Newton, et celui-ci va être très pénalisant en termes de temps de calcul numérique puisqu'il ne peut pas trouver de solution.

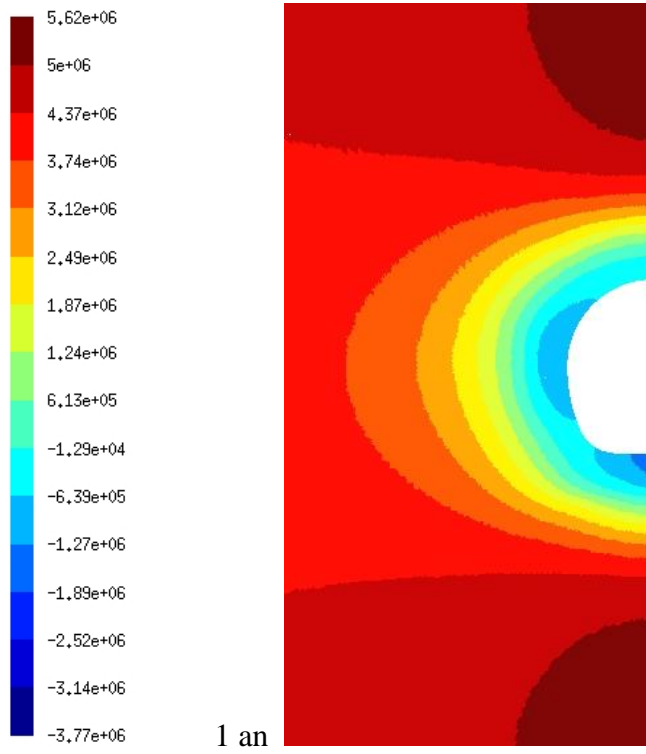
Pour ces deux raisons on ne souhaite pas modifier l'expression de la loi L&K par une stratégie semblable à celle mise en œuvre pour le comportement de Laigle dans Code_Aster. On propose donc de conserver le blocage de la modélisation en cas d'entrée en traction.

Annexe B : Evolution des pressions d'eau

Suivi de l'évolution de la pression d'eau (en Pa) de 5 jours à 1 an (fin d'excavation à 20 jours) – modélisation décrite au paragraphe 6.2.







AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

o0o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

**Monsieur Frédéric PELLET, Professeur des Universités, Institut National des Sciences Appliquées,
Villeurbanne**

**Monsieur Michel TIJANI, Professeur des Universités, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris,
Fontainebleau**

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

Monsieur PLESSART Roland Erwan

à soutenir devant un jury de l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE,
une thèse intitulée :

**"Modélisation Hydromécanique du comportement des ouvrages souterrains avec un
modèle élastoviscoplastique."**

en vue de l'obtention du titre de :

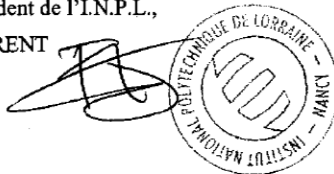
DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Spécialité : « Mécanique - Génie Civil »

Fait à Vandoeuvre, le 31 août 2011

Le Président de l'I.N.P.L.,

F. LAURENT



Thèse de doctorat – Roland PLASSART

Modélisation hydromécanique du comportement des ouvrages souterrains avec un modèle élastoviscoplastique.

Le comportement à long terme des excavations souterraines est un enjeu social et économique majeur, en particulier dans le contexte du stockage en formation géologique profonde de déchets nucléaires à Haute Activité et Vie Longue (HAVL). Plusieurs galeries expérimentales ont été creusées dans le laboratoire de recherche souterrain de Meuse/Haute-Marne situé près de Bure en France, où des études sont menées pour comprendre le comportement global de la roche constitutive : l'argilite du Callovo-Oxfordien (COx).

L'objectif de cette thèse est d'effectuer une modélisation avec Code_Aster d'ouvrages souterrains, et en particulier d'une des galeries du laboratoire de Meuse/Haute-Marne, en prenant en compte une approche non locale, l'effet du fluage et le couplage hydromécanique dans le cadre de la mécanique des milieux poreux, et de comparer les résultats numériques avec les données expérimentales disponibles.

Le modèle élastoviscoplastique spécifiquement utilisé pour cette étude est le modèle *L&K* : il offre d'une part un couplage entre le comportement instantané et différé, et prend en compte d'autre part la dilatance, paramètre qui gouverne les déformations volumiques du matériau lors d'une sollicitation, et ses fortes variations, caractéristique essentielle des géomatériaux et en particulier du COx. La présence d'un fluide s'écoulant à travers le matériau va ajouter une composante hydraulique à la modélisation, dont le couplage avec la mécanique est assuré par les équations de Biot.

Une autre nouveauté de ce travail concerne le couplage entre ce comportement rhéologique complexe et une approche non locale dans un cadre industriel. Parmi les méthodes de régularisation disponibles dans Code_Aster, la méthode second gradient de dilatation a été choisie parce que bien adaptée aux géomatériaux. Son but est de corriger la dépendance au maillage et les solutions numériques localisées.

Une fois les outils numériques opérationnels et les paramètres du modèle *L&K* calés sur des essais effectués en laboratoire sur des échantillons, un bon accord général a été trouvé entre les résultats numériques et les mesures *in situ*, sans aucun recalage des paramètres. Les effets du temps observés expérimentalement sur l'évolution des déplacements et des pressions d'eau sont retrouvés au sein d'une même modélisation, validant ainsi la démarche prédictive suivie.

Mots-clés : Elastoviscoplasticité, radoucissement, dilatance, modèle second gradient, couplage hydromécanique, excavation souterraine, stockage de déchets nucléaires.

Hydro-mechanical modelling of underground excavations behaviour with an elastoviscoplastic model.

The long term behaviour of underground excavations is a social and economic stake, in particular in the context of storage in deep geological formation of high activity and long life nuclear waste. Several experimental galleries have been dug in the underground research laboratory (URL) of Meuse/Haute-Marne located close to Bure in France, where studies are led in order to understand the global behaviour of the constitutive rock which is the Callovo-Oxfordian (COx) argillite.

The purpose of this PhD Thesis is to establish a modelling with Code_Aster of underground excavations, and especially of a Meuse/Haute-Marne laboratory gallery, taking into account non local approach, creep effect and hydro-mechanical coupling in the framework of the mechanics of porous media, and then to compare numerical results with available experimental data.

The specific elastoviscoplastic model used in this study is the *L&K* model: it offers a coupling between instantaneous and delayed behaviour, and it takes into account the dilation, parameter which governs the volume strains of the material during a solicitation, and its strong variation, a specificity of geomaterials and so of COx argillite. The fluid flowing through the material adds a hydraulic component to the modelling, which is coupled to mechanic component thanks to Biot's equations.

Another novelty of this work concerns the coupling between such complex rheological behaviour and a non local approach in an industrial way. Among methods of regularization available in Code_Aster, the second gradient of dilation is well fitted to geomaterials. Its aim is to correct mesh dependency and numerical localized solutions.

After describing numeric tools and setting parameters of the *L&K* model on laboratory tests, a good general agreement was found between numeric results and *in situ* measures, without resetting parameters. Time effects experimentally measured on displacement and pore pressure evolution are observed in the same modelling, validating the followed predictive approach.

Key-words: Elastoviscoplasticity, softening, dilation, second gradient model, hydro-mechanical coupling, underground excavation, nuclear waste storage.