THESE DE DOCTORAT
De l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

Présentée par

Rose Ouarda HAMZA

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR

DE
L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

Spécialité

Structures et Matériaux-Géotechnique

Sujet de thèse

CICATRISATION DE LA ZONE ENDOMMAGEE AUTOUR DU TUNNEL DANS DES ROCHES PEU PERMEABLES

Soutenue à Paris le 16 Décembre 2005
Devant le jury composé de :

Behrooz	**BAZARGAN-SABET**	*Rapporteur*
Irini	**DJERAN-MAIGRE**	*Rapporteur*
Ahmad	**POUYA**	*Examinateur*
Frédéric	**PELLET**	*Examinateur*
Kun	**SU**	*Examinateur*
Pierre	**BEREST**	*Directeur de thèse*

A la mémoire de mes parents

A ma sœur et mes frères

A Anis et mes enfants

REMERCIEMENTS

Mes remerciements personnels s'adressent tout d'abord à Monsieur Pierre BEREST, alors qu'il était directeur du Groupement pour l'étude des Structures Souterraines de Stockage. Il m'a accueilli au sein du G.3S et m'a permis de travailler sur ce sujet, son aide précieuse m'a permis d'accomplir cette thèse et j'ai pu apprécier son expérience et ses connaissances.

Mes vifs remerciements s'adressent à Madame Irini DJERAN-MAIGRE qui a aimablement accepté d'être mon rapporteur et qui à présider mon jury de thèse. Je lui exprime ma grande reconnaissance pour le temps qu'elle a consacré à la lecture approfondie du rapport et pour l'attention qu'elle a portée à ce travail.

Je remercie Monsieur Behrooz BAZARGAN, pour tous les conseils et l'aide qu'il m'a apporté au début de la thèse et malgré la courte période passée ensemble, il a su me transmettre son savoir-faire. Je lui suis reconnaissante d'avoir accepté d'être rapporteur de cette thèse ainsi pour le temps qu'il a consacré à la lecture du rapport.

Je tiens à remercier Monsieur Ahmad POUYA, d'avoir accepté d'être examinateur pour ma thèse. Pour le temps et les conseils qu'il m'a donné tout le long de cette thèse.

Mes remerciements vont naturellement vers Monsieur Kun SU et Monsieur Frédéric Pellet qui ont accepté d'examiner ma thèse, me fournissant un nombre de remarques pertinentes, ainsi que de riches discussions.

Je remercie du fond de cœur, Claude STOLZ en témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'aide et le soutien qu'il m'a apporté. Ses connaissances aussi vastes qu'approfondies, son esprit critique, joints à ses qualités humaines et sa gentillesse m'ont profondément marqués. Il a pris un temps précieux pour me guider dans la réalisation de ce travail. Qu'il trouve ici l'expression de ma reconnaissance et de ma gratitude.

Je remercie tout particulièrement Jérôme GAOMBALET, avec qui j'ai travaillé à la fin de ma thèse. Il m'a toujours apporté le soutien nécessaire dans les moments les plus difficiles et m'a montré le bon chemin à suivre. Ses réflexions, ses idées et son aide à la préparation de la soutenance m'ont beaucoup aidé. Je le remercie infiniment pour le temps précieux qu'il m'a donné afin de réaliser ce travail. Qu'il trouve l'expression de ma reconnaissance et de ma respectueuse amitié.

Je remercie énormément Madame Liliane QUERU pour tout ce qu'elle a fait pour moi. Sa gentillesse, son amabilité ainsi que ses qualités humaines qui ont suscité mon vif respect. Qu'elle trouver dans ce travail l'expression de ma profonde admiration, et ma sincère reconnaissance.

Sur le plan expérimental, j'avais un soutient infaillible de la part de Monsieur Serge CHANCHOLE. Qu'il soit remercié ici de m'avoir aider dans ce travail.

Je n'aurais pu mener à bien les essais sans l'aide appréciable des Messieurs Vincent de GREEF et Daniel THEVAL que je remercie énormément.

Je remercie particulièrement Anis BOUNENNI, pour son soutien continu pendant toute la période de la thèse, et pour sa participation à la préparation du pot.

Mes remerciements s'adressent à mes amis Miarana RAKOTONIRIANA, Mouna EZZINE, Habib OUERGHEMMI, Fayçal BEN MHAMMED, Samira et Kevan MALEKI, Hanan et Ayumi KUROSE, Stéphanie CHAILLAT pour leur aide précieuse apportée à la rédaction du rapport, leur encouragement et leur soutien.

Que tous les autres membres de G3S et LMS reçoivent ici l'expression de ma gratitude pour leur aide et leur amabilité, notamment Benoît DELATTRE, Pascale HENNION, Amna REKIK, Abdel Basset OUESLATI, Habibou MAITOURNAM, Muriel GASC, Sophie KEYSER, René HERBEZ, Minh Phong LUONG, Brice LE CAMPION, Frédéric VALES.

Un grand merci à toute ma famille et tous mes amis en Tunisie et en France, malgré la distance, ils n'ont pas cessé de me soutenir.

Pour terminer, je remercie l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées pour m'avoir permis d'effectuer ce travail de recherche, et plus particulièrement les membres du Collège doctoral.

Table des matières

Table des matières 9

Liste des figures 13

Liste des tableaux 19

Introduction Générale 21

Chapitre I Revue des Modèles d'Endommagement des Roches 25
I.1 Les déchets radioactifs 25
I.1.1 Problèmes liés au stockage des déchets radioactifs 25
I.1.2 La sécurité et la sûreté nucléaire 27
I.2 Perméabilité des roches 29
I.3 Modèles d'endommagement des roches 30
I.3.1 Introduction 30
I.3.2 Définition de la zone endommagée 30
I.3.3 Définition de l'endommagement 31
I.3.4 Définition de la rupture 33
I.3.5 Généralités sur la modélisation de l'endommagement mécanique 33
I.3.6 Observations in-situ de l'endommagement 34
I.3.7 Observations au laboratoire de l'endommagement 41
I.4 Conclusion 43

Chapitre II Revue des Modèles de Cicatrisation des Roches 45
II.1 Introduction 45
II.2 Différence entre cicatrisation et fermeture des fissures 45
II.3 La cicatrisation dans le sel 47
II.3.1 Introduction 47
II.3.2 Paramètres influençant la perméabilité dans le sel 47
II.3.3 Perméabilité d'échantillon du sel 48
II.3.4 Effet d'une contrainte isotrope sur la cicatrisation 49
II.3.5 Effet d'une contrainte déviatorique sur le sel 50
II.3.6 Conclusion 51
II.4 Cicatrisation de la roche argileuse 52
II.4.1 Introduction 52
II.4.2 Observations in-situ de la cicatrisation 52
II.4.3 Observations de la cicatrisation au laboratoire 57
II.4.4 Les mécanismes de cicatrisation dans la roche argileuse 58
II.4.5 Conclusion 58
II.5 Synthèse 59

Chapitre III Étude Expérimentale de la Cicatrisation des ... 61
Fractures dans des Roches Argileuses ... 61
III.1 Préparation des essais ... 61
III.1.1 Réception des échantillons et conditionnement ... 61
III.1.2 Préparations des éprouvettes ... 62
III.1.3 Préparation du fluide d'injection ... 62
III.1.4 Méthode de re-saturation ... 63
III.2 Mesure de la perméabilité initiale des roches argileuses ... 63
III.2.1 Méthode de mesure de la perméabilité ... 63
III.2.2 Difficultés à franchir ... 64
III.2.3 Principe de l'essai ... 64
III.2.4 Dispositif expérimental ... 65
III.2.5 Procédure de mesure de la perméabilité par l'essai « pulse test » ... 66
III.2.6 Résolution analytique ... 67
III.2.7 Variation thermique ... 73
III.2.8 Compressibilité du réservoir ... 74
III.2.9 Interprétation des résultats ... 75
III.2.10 Conclusion ... 81
III.3 Essai de confinement ... 82
III.3.1 Introduction ... 82
III.3.2 Difficultés à franchir ... 83
III. 3.3 Argile du Mont Terri ... 84
III.3.3.1 Endommagement manuel ... 84
III.3.3.2 Endommagement sous l'effet du carottage ... 98
III.3.4 Argilite de l'Est ... 99
III.3.4.1 Procédure de l'essai ... 99
III.3.4.2 Résultats expérimentaux et interprétation ... 100
III.3.5 Argile de MOL ... 104
III.3.5.1 Procédure de l'essai ... 104
III.4 Essai avec déviateur de chargement ... 115
III.4.1 Essai sur l'argile de Mol ... 115
III.5 Etude de la variation du volume injecté dans la cavité ... 119
III.5.1 Essai de confinement avant endommagement ... 119
III.5.2 Essai de confinement après l'ouverture élastique des fissures ... 123
III.5.3 Interprétation des résultats ... 127
III.5.4 Modélisation de l'essai de confinement « Calcul du champ de contrainte » ... 128
III.5.4.3 Application des résultats ... 131
III.5.5 Essai de dé-confinement /consolidation ... 132
III.5.6 Interprétation des résultats ... 136
III.5.7 Modélisation de l'essai de dé-confinement /consolidation ... 137
III.6 ESSAI DE TRACTION/CICATRISATION ... 141
III.6.1 Procédure de l'essai ... 141
III.6.2 Interprétation des résultats ... 142
III.7 Récapitulatif du programme expérimental ... 143
III.8 Principaux résultats ... 144

Chapitre IV Mise au Point des Modèles Rhéologiques d'Endommagement et de Cicatrisation pour les Argilites 145
IV.1 Introduction: observations expérimentales 145
IV.2 Mise au point des modèles rhéologiques pour les argilites 146
IV.3 Modèles mécaniques d'endommagement des argilites 146
IV.3.1 Modèle d'endommagement de l'argile de Mol 147
IV.3.2 Calage du modèle d'endommagement de l'argile de Mol 149
IV.3.3 Modèle d'endommagement de l'argile de Mont Terri 152
IV.3.3.1 Modèle de Rousset pour les argiles raides 152
IV.3.3.2 Modèle de Boidy pour l'argile de Mont Terri 154
IV.3.4 Calage du modèle d'endommagement de l'argile de Mont Terri 155
IV.4 Discussion sur le modèle de cicatrisation 157
IV.4.1 Introduction 157
IV.4.2 Réflexions et hypothèses de calcul pour le modèle rhéologique de cicatrisation 157
IV.4.3 Les réflexions sur le modèle de cicatrisation 158
IV.4.5 Conclusion 167
IV.5 Prise en compte du couplage hydro-mécanique dans les modèles 170
IV.5.1 Revue des approches hydro-mécaniques 170
IV.5.2 Débit d'un fluide dans une fissure d'épaisseur « e » 173
IV.5.3 Approche de Fauchet 174
IV.5.4 Approche avec cicatrisation 176
IV.5.5 Conclusion 177

Chapitre V Applications Numériques 179
V.1 Introduction 179
V.2 Résolution du problème élastoviscoplastique par la méthode des éléments finis 181
V.3 Règle d'écoulement viscoplastique 182
V.4 Calcul numérique purement mécanique sur un cas triaxial 183
V.4.1 Validation du modèle d'endommagement 183
V.4.1.1 Simulation numérique 183
V.4.1.2 Calcul semi-analytique 184
V.4.1.3 Autre algorithme : Cas particulier de l'éprouvette 189
V.4.1.4 Comparaison des résultats et interprétation 189
V.4.2 Etude paramétrique du modèle de cicatrisation – Calage du modèle 192
V.5 Simulation pour un tunnel : calcul MECANIQUE 196
V.5.1 Géométrie et maillage 196
V.5.2 Phase de creusement du tunnel 198
V.5.3 Calcul pour un tunnel sans soutènement 199
V.5.3.1 Cas d'endommagement sans cicatrisation 199
V.5.3.2 Cas d'endommagement avec cicatrisation 201
V.5.3.3 Comparaison des résultats et conclusion 202
V.5.4 Calcul pour un tunnel avec soutènement 202
V.5.4.1 Cas d'endommagement sans cicatrisation 202
V.5.4.2 Cas d'endommagement avec cicatrisation 205
V.6 Simulation pour un tunnel : calcul HYDROMECANIQUE 205
V.7 Conclusion 206

Conclusions Générales et Perspectives 207

Bibliographie 211

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 - Evolution de la barrière ouvragée en fonction du temps. Tiré du site Internet www.andra.fr

Figure I.2 - Présentation géologique du laboratoire souterrain de Mont Terri.Tiré de P. Bossart et al.

Figure I.3 - Photos montrant des micros fissures au niveau de la zone endommagée pour l'argile de Mont Terri. Tiré de Bossart et al. (2002)

Figure I.4 - Présentation de l'orientation et de l'extension des fractures par rapport à la stratification dans le tunnel de Mont Terri. Tiré de Bossart et al. (2002)

Figure I.5 - Transmissivité au niveau du mur du tunnel a Mont Terri. Tiré de H.J.Alheid (2003)

Figure I.6 - Extension du laboratoire HADES pour le projet PRACLAY. Tiré de Neerdael et al.(1997)

Figure I.7 - Réseau de fracture observé autour de la galerie de Connexion durant l'excavation. Tiré de Bastiaens et al.(2003)

Figure I.8 - Extensomètres axiales et latérales. Tiré de la thèse de A. Bounenni (2002)

Chapitre II

Figure II.1 - Fermeture des fissures au niveau de la ZE: évolution en fonction du temps du taux d'écoulement normalisé par la valeur de la pression pour une fracture simple. Tiré de CH.Buehler et al. (2003)

Figure II.2 - Présentation générale du site des testes avec un arrangement des trous creusés au dessus du litage. Tiré de CH.Buehler et al. (2003)

Figure II.3 - Fermeture des fissures au niveau de la ZE: évolution en fonction du temps de la transmissivité pour un réseau de fractures connectées. Tiré de CH.Buehler et al. (2003)

Figure II.4 - Dispositif expérimental du système de chargement et des extensomètres. Tiré de CH.Buehler et al. (2003)

Figure II.5 - Résultats de l'essai hydraulique. Tiré de CH.Buehler et al. (2003)

Figure II.6 - Pénétration de l'argile de Boom à l'intérieur du tube creux.
Tiré du Delivrable 1 (2001)

Figure II.7 - trou carotter pour servir à injection de plâtre. L'injection n'a pas réussit et le trou s'est fermé autour du plâtre. Tiré du Delivrable 1 (2001)

Chapitre III

Figure III.1 - Schéma du dispositif de mesure de perméabilité par la méthode transitoire « Essai pulse » avec injection par la seule face supérieure.

Figure III.2 - Conditions initiales et sens de transfert de masse fluide pour un essai pulse.

Figure III.3 - Courbe de variation de la température en fonction du temps.

Figure III.4 - Courbe de variation du volume du GDS en fonction de la pression pendant une phase de charge – décharge dans le réservoir.

Figure III.5 - Types d'échantillons utilisés pour la réalisation des essais.

Figure III.6 - Argile de Mont terri, *pulse test n°1* : essai ⊥ à la stratification.

Figure III.7 - Argile de Mont terri, *pulse test n°2* : essai ⊥ à la stratification.

Figure III.8 - Argile de Mont terri, *pulse test n°3* : essai // à la stratification.

Figure III.9 - Argile de Mont Terri. *Essai n°4*: Mesure en débit continu.

Figure III.10 - Argile de Mol - Essai n°1 - Présentation de la variation de la pression interstitielle en fonction du temps.

Figure III.11 - Argile de Mol - Essai n°1 - Présentation du volume injecté en fonction du temps.

Figure III.12 - Argile de Mol - Essai n°2 - Essai pulse.

Figure III.13 - Quelques photos de l'appareillage de l'essai de confinement et de l'échantillon fissuré après démontage.

Figure III.14 - Dispositif expérimental de l'essai de confinement.

Figure III.15.a - Calcul numérique - Dimension de l'éprouvette de l'argile de Mont Terri, type de chargement appliqué et le maillage de la structure.

Figure III.15.b - Calcul théorique - Dimension de l'éprouvette de l'argile de Mont Terri considérer pour le calcul et type de chargement appliqué.

Figure III.15.c - Courbe de la perméabilité équivalente pour un échantillon d'argile de Mont Terri présentant une fracture radiale.

Figure III.16 - Effet de la pression de confinement sur le rapport de $(k_{initiale} - k_{finale})/k_{initiale}$.

Figure III.17 - Evolution des pressions en fonction du temps pour un essai de confinement sur l'argile de Mont Terri.

Figure III.17.1 - Détail des pressions appliquées contribuant à une compréhension d'augmentation imprévue de perméabilité.

Figure III.18.1 - Courbe présentant la variation des pressions et du volume de cavité en fonction du temps durant l'essai.

Figure III.18.2 - Courbe de variation des volumes injectés en fonction du temps pour l'argile de Mont Terri.

Figure III.19 - Courbes de variations des pressions en fonction du temps pour un essai de confinement sur l'argile de l'Est.

Figure III.20 - Courbes de variation de la perméabilité en fonction du temps pour un essai de confinement sur l'argile de l'Est.

Figure III.21 - Courbes de variations des pressions en fonction du temps pour un essai de confinement sur l'argile de l'Est –phase de cicatrisation.

Figure III.22 - Courbes de variations des pressions en fonction du temps pour un essai de confinement sur l'argile de l'Est.

Figure III.23 - Courbes de variation de la perméabilité en fonction du temps pour un essai de confinement sur l'argile de l'Est.

Figure III.24 - Sens d'écoulement du liquide à l'intérieur de l'échantillon sain d'argile de Mol.

Figure III.25 - Courbes des variations de pressions appliquées sur l'échantillon d'argile de Mol avant endommagement.

Figure III.26 - Courbes des variations de perméabilité sur l'échantillon d'argile de Mol avant endommagement.

Figure III.27 - Courbe des pressions et de variation de volume en fonction du temps pour une argile de Mol durant la phase d'endommagement.

Figure III.28 - Courbe de la perméabilité et des débits en fonction du temps pour une argile de Mol durant la phase d'endommagement.

Figure III.29 - Courbe de variation de pressions appliquées sur l'argile de Mol après la tentative d'endommagement.

Figure III.30 - Courbe de variation des perméabilités sur l'échantillon d'argile de Mol après la tentative d'endommagement.

Figure III.31 - Courbe de variation de la perméabilité en fonction de la pression de confinement avant et après la tentative d'endommagement.

Figure III.32 - Courbes de variations des pressions en fonction du temps pour un essai de confinement avec déviateur sur l'argile de Mol.

Figure III.32.1 - Détail des pressions appliquées contribuant à l'endommagement de l'échantillon d'argile de Mol.

Figure III.33 - Courbe de variation de la contrainte axiale de 4,5 MPa à 5,2 MPa (Application du déviateur).

Figure III.34 - Courbes de variation des volumes de surface et de cavité en fonction du temps pour l'argile de Mol.

Figure III.35 - Courbes de variation de la perméabilité en fonction du temps pour un essai de confinement avec déviateur sur l'argile de Mol. La perméabilité est calculée en considérant le volume injecté dans la cavité pendant une durée de 5 secondes.

Figure III.36 - Courbe de variation de la perméabilité: (A) avant endommagement,(B) après endommagement,(C) après l'application de la force axiale.

Figure III.37 - Courbe de variation de la perméabilité après cicatrisation avec application du déviateur.

Figure III.38 - Courbe de variation de pressions appliquées sur l'argile de Mol avant endommagement.

Figure III.39 - Courbes de variation des pressions et du volume injecté dans la cavité en fonction du temps après ouverture élastique des fissures.

Figure III.40 - Les variations des volumes injectés dans la cavité en fonction des variations de pression avant et après l'ouverture des fissures.

Figure III.41 - Coupe transversale de l'échantillon d'argile au niveau de la fissure.

Figure III.42 - Courbes de variation de la contrainte radiale et tangentielle en fonction de la distance r.

Figure III.43 - essai de dé-confinement/consolidation.

Figure III.44 - Courbe de variation de volume de cavité en fonction de la pression de confinement.

Figure III.45 - Coupe transversale de l'échantillon d'argile au niveau de la fissure dans les configuration initiale et finales.

Figure III.46 - Courbe de contrainte en fonction de déformation pour un essai de traction sur l'échantillon d'argile de Mol.

Figure III.47 - Photo d'échantillon soumis à la traction avant humectation.

Figure III.48 - Photo d'échantillon d'argile de Mol après humectation.

Chapitre IV

Figure IV.1 - Variation du seuil viscoplastique avec le paramètre d'écrouissage.

Figure IV.2 - Critère de Mohr Coulomb avec écrouissage.

Figure IV.3 - Variation du module d'Young en fonction de la déformation irréversible (Tiré de Rousset - 1988).

Figure IV.4 - Courbes intrinsèques de l'argile raide dans un diagramme de Mohr.

Figure IV.5 - Essai triaxial avec cycles de chargement-déchargement sur l'argile du Mont Terri ($P_{confinement}$= 4,5 MPa et $P_{injection}$= 2 MPa).

Figure IV.6 - Représentation du seuil de rupture, seuil de résistance résiduelle et seuil viscoplastique pour l'argile de Mol.

Figure IV.7 - Présentation de différents chargements appliqués sur l'échantillon cylindrique.

Figure IV.8 - Présentation du critère de cicatrisation dans le plan déviatorique.

Figure IV.9 - Présentation du critère de cicatrisation dans le plan déviatorique.

Figure IV.10 - Représentation de la phase d'endommagement et de cicatrisation dans la courbe de variation de la cohésion en fonction du paramètre d'écrouissage.

Figure IV.11 - mesure de perméabilité des fissures planes.

Chapitre V

Figure V.1 : maillage d'un cube pour un calcul numérique.

Figure V.2 - Courbe de variation de la déformation viscoplastique ε_1^{vp} en fonction du temps.

Figure V.3 - Courbe de variation de la déformation viscoplastique ε_3^{vp} en fonction du temps.

Figure V.4 - Courbe de variation de la contrainte principale σ_1 (MPa) en fonction du temps.

Figure V.5 - Courbe de variation de la contrainte principale σ_3 (MPa) en fonction du temps.

Figure V.6 - Courbe de variation de déformation de cicatrisation selon l'axe xx suivant la valeur de la viscosité η'.

Figure V.7 - Courbe de variation de déformation de cicatrisation selon l'axe yy suivant la valeur de la viscosité η'.

Figure V.8 - Courbe de variation de déformation viscoplastique selon l'axe xx suivant la valeur de la viscosité η'.

Figure V.9 - Courbe de variation de déformation de cicatrisation selon l'axe xx suivant la valeur du paramètre a.

Figure V.10 - Courbe de variation de déformation de cicatrisation selon l'axe yy suivant la valeur du paramètre a.

Figure V.11 - Courbe de variation de déformation viscoplastique selon l'axe xx suivant la valeur du paramètre a.

Figure V.12 - Courbe de variation de déformation de cicatrisation selon l'axe xx suivant la valeur du paramètre b.

Figure V.13 - Courbe de variation de déformation de cicatrisation selon l'axe yy suivant la valeur du paramètre b.

Figure V.14 - Courbe de variation de déformation de cicatrisation selon l'axe xx suivant la valeur du paramètre c.

Figure V.15 - Courbe de variation de déformation de cicatrisation selon l'axe yy suivant la valeur du paramètre c.

Figure V.16 - Courbe de variation de déformation de cicatrisation selon l'axe xx suivant la valeur du paramètre a pour un temps de cicatrisation réduit.

Figure V.17 - Courbe de variation de déformation de cicatrisation selon l'axe yy suivant la valeur du paramètre a pour un temps de cicatrisation réduit.

Figure V.18 - Modèle 2D axisymétrique pour un tunnel sans soutènement.

Figure V.19 - Modèle 2D axisymétrique pour un tunnel sans soutènement.

Figure V.20 - Maillage, pour un tunnel avec soutènement, utilisé pour mener les calculs sur la cicatrisation.

Figure V.21 - champs des contraintes principales suite au creusement instantané du tunnel (calcul mécanique).

Figure V.22 - Coupe des contraintes à différentes dates.

Figure V.23 - Courbes de convergence en fonction du temps d'un tunnel sans soutènement pour l'argile de Mol.

Figure V.24 - Courbe des déformations pour un tunnel avec soutènement.

Figure V.25 - Coupe des déformations à différentes dates.

Figure V.26 - Coupe des contraintes à différentes dates.

Figure V.27 - Conditions aux limites hydromécaniques.

Figure V.28 - Figure V.28 – courbes de déformation de cicatrisation selon l'axe xx et l'axe zz.

Liste des tableaux

Tableau III.1 - les différentes dimensions des éprouvettes utilisées pour réaliser les essais.

Tableau III.2 - Présentation du nombre d'essais de confinement réalisés et leurs types d'endommagement.

Tableau III.3 - Présentation des différents chargements appliqués aux échantillons durant les essais.

Tableau III.4 - Présentation des caractéristiques de l'argile de l'Est.

Tableau III.5 - Les valeurs de perméabilité retrouvées pour les différentes phases de mesure.

Tableau III.6 - Valeurs de perméabilité trouvées pour les différentes phases de mesure.

Le tableau III.7 - Tableau récapitulatif de tous les essais réalisés pour mettre en évidence le phénomène de cicatrisation.

Tableau IV.1 - Equations du modèle rhéologique élasto-visco-plastique avec cicatrisation pour l'argile de Mol (Argile de Boom).

Tableau IV.2 - Paramètres pour la part viscoplastique de l'argile de Boom (selon Rousset – 1988).

Tableau IV.3 - Equations du modèle rhéologique élasto-visco-plastique avec cicatrisation pour l'argile de Mont Terri (Argile raide).

Tableau IV.4 - Paramètres pour la part viscoplastique de l'argile de Mont Terri (selon Rousset – 1988 et Boidy - 2002).

Introduction Générale

La majeure partie des déchets radioactifs (déchets à vie longue, moyennement ou hautement radioactifs) provient des résidus des centrales nucléaires pour la production de l'électricité. Ces déchets radioactifs à vie longue ne peuvent pas être recyclés. Pour faire face à cette accumulation, la majorité des pays se sont orientés vers le stockage des déchets dans des milieux géologiques profonds. Aujourd'hui, aucun des états membres de l'Union européenne n'a dépassé le stade des études et enquêtes préalables pour le stockage définitif des déchets nucléaires hautement radioactifs. La mise en œuvre de cette méthode de stockage n'a pas été tentée pour de multiples raisons parmi lesquelles qu'on ne peut garantir une étanchéité parfaite du lieu de stockage à long terme et qu'il est nécessaire de convaincre les populations concernées par le projet.

De nombreuses études ont été menées concernant les risques d'endommagement et de fracturation des roches entourant les lieux potentiels de stockages.
Il y a quelques années, suite à des observations faites dans les laboratoires souterrains de Mol en Belgique et de Mont Terri en Suisse, un phénomène de fermeture et même de cicatrisation de la zone endommagée de ces roches argileuses a pu être observé, c'est pourquoi un programme de recherche **SELFRAC** a été lancé, pour mieux comprendre ces phénomènes, ce qui fait l'objet de cette thèse. L'originalité de ce projet réside dans la mise au point d'un concept expérimental nouveau concernant le comportement de l'argile, dans la difficulté de la réalisation et de l'interprétation de ces essais mettant en lumière les paramètres influents du phénomène, ainsi que dans la proposition de modélisations rhéologiques dont la validation sera appréciée au travers de la confrontation entre résultats numériques, mesures expérimentales de laboratoires et mesure in-situ à l'échelle d'une cavité souterraine.
Avec le souci d'avoir une stabilité géologique du site de stockage et un contexte hydrogéologique favorable, on propose, au cours de notre étude, certains types d'essais permettant l'étude et la compréhension du processus de cicatrisation. Ces essais ont été orientés afin d'élaborer un modèle rhéologique de cicatrisation qui puisse être validé et caler à l'aide des essais in-situ et en laboratoire tout en tenant compte de l'effet d'échelle entre celle des éprouvettes et celle du lieu de stockage. Tout cela sans oublier la difficulté d'extrapoler ces résultats pour une réponse à long terme d'où la nécessité de mener des calculs numériques qui ont pour intérêt de considérer l'évolution du tunnel pendant de très longues années.

Avant d'aborder le sujet, il est intéressant de comprendre et d'analyser de plus près le phénomène d'endommagement dans les différents types de roches (salines, argileuses,..), en particulier les mécanismes concernant les argiles de Mol et de Mont Terri ; c'est l'objet du **chapitre I**.
Depuis une vingtaine d'année, des études sur la zone endommagée ont été entamées. On a cherché à mieux comprendre le phénomène de fissuration, sa création et son évolution au cours du temps sous diverses histoires de chargement. Ce phénomène qui met en jeu la stabilité géologique des milieux de stockage ainsi que le contexte hydrogéologique voit le jour avec le début des travaux de creusement des tunnels en vue d'entreposer des déchets radioactifs. En effet, l'excavation des ouvrages souterrains crée des zones endommagées dans lesquelles la conductivité hydraulique peut être importante. Cette zone créée suite à une redistribution des contraintes, se forme comme un réseau de fractures connectées et non connectées. La conductivité hydraulique est plus grande, parfois de plusieurs ordres de grandeur par rapport aux zones non endommagées. Cette dernière, avec sa grande perméabilité, constitue un risque potentiel pour l'efficacité de la barrière géologique. Il est donc très important, pour évaluer la performance du milieu de stockage potentiel des déchets radioactifs de savoir la géométrie, l'extension de la zone endommagée, la densité des fractures et la transmissivité hydraulique.
L'endommagement est donc probablement une des clés qui affecte la capacité et la sûreté de la barrière géologique. Comme l'eau est le principale moyen de migration des radionucléides qui peuvent se libérer au fur et à mesure de la dégradation de la barrière ouvragée, on étudie de façon particulière l'évolution des propriétés hydrauliques du matériau.
Cependant, des études ont montré que ce phénomène d'endommagement pouvant être compensé par celui de la cicatrisation.

Dans le **Chapitre II**, on regarde ce qui a été déjà fait dans ce domaine. On passe en revue toutes les observations concernant le processus de cicatrisation faites sur plusieurs types de matériaux (sel, granite, argile,…).
Si la fermeture des fissures constitue un phénomène réversible, la cicatrisation est un processus beaucoup plus compliqué puisqu'elle correspond non seulement à la fermeture de la fissure mais aussi à un oubli de l'état avant cicatrisation.
Ce dernier phénomène est étudié à travers la mesure des variations de la perméabilité suite à l'application de contraintes isotropes ou déviatoriques ou autres types de chargement plus complexes.
A partir de ce qui a été fait sur le sel et surtout à partir des essais menés sur boules sphériques réalisé par Bérest et al. (2001) où un effet de cicatrisation a été observé, on a très vite compris qu'une étude expérimentale complète et bien détaillée était l'unique moyen d'infirmer ou de confirmer la présence du processus de cicatrisation dans des roches argileuses ainsi que d'identifier les types de chargement qui permettent sa création. C'est pourquoi une grande campagne d'essai a été lancée.

Avant d'entamer le **Chapitre III** plusieurs questions ont été posées. Un choix bien adapté des dispositifs expérimentaux, mis en place, va nous aider à trouver une réponse à nos interrogations. En tous 16 différents types d'essais sont réalisés sur des éprouvettes cylindriques ayant une cavité centrale.

La campagne d'essai débute par la réalisation d'essais « pulse » sur les deux types d'argiles (on impose sur une extrémité de l'éprouvette une variation instantanée de pression provenant d'une masse d'eau contenue dans un réservoir peu déformable). Ainsi, on détermine la perméabilité initiale qui va servir ensuite comme référence. Des

mesures en débit continu ont été faites et interprétées. Cela permet de comparer les méthodes de pulse test et de mesure en débit continu.
Par la suite on aborde notre problème de cicatrisation :

- ***Comment distingue t-on la simple fermeture de la fracture et la cicatrisation?***
- ***Est-ce que la pression de confinement a un effet cicatrisant et si c'est le cas à partir de quelle valeur peut on observer le processus de cicatrisation ?***

  Pour répondre à ces questions, on propose de réaliser des essais de confinement sur des éprouvettes saines et endommagées. L'endommagement est créé en utilisant différents moyens (endommagement manuel, endommagement sous effet de carottage et endommagement par surpression hydraulique). Pour cet essai plusieurs types de chargements sont testés.

- ***Quel rôle joue un chargement déviatorique dans le processus de cicatrisation ?***
  L'effet de la contrainte déviatorique est étudié à travers un essai avec déviateur réalisé sur l'argile de Mol.

- ***Peut t-on observer une restauration des caractéristiques mécaniques de la roche argileuse endommagée?***
  Un essai de traction fait l'objet de recherche pour la restauration ou non des caractéristiques initiales du matériau.

  En plus, d'autres types d'essais sont réalisés (essai confinement/déconfinement) et des méthodes de vérifications sont employées pour mieux expliquer les variations de volume au niveau des échantillons argileux suite à l'injection d'eau dans la cavité et l'effet de pression de pore sur la fermeture des fissures.

D'après les observations des essais au laboratoire - Chapitre III - et des essais in situ - chapitre II - et après avoir une idée bien précise sur le processus de cicatrisation, on s'oriente vers le choix du modèle d'endommagement et vers la proposition d'un modèle de cicatrisation pour les roches argileuses, ce qui est l'objectif du **Chapitre IV**.

Les comportements des argiles étudiées laissent penser à élaborer deux classes de modèles :

- un modèle élasto-viscoplastique-cicatrisant avec écrouissage, qui correspond au cas des argiles molles en particulier de l'argile de Boom (Mol). Le comportement de cette argile à court terme est plastique ; à long terme elle présente un comportement différé très important.
- un modèle élasto-viscoplastique-cicatrisant avec rupture, qui correspond au cas des argiles raides en particulier l'argile à Opalines (Mont Terri). Le comportement de ces argiles à court terme est élasto-fragile et à long terme elles présentent un comportement différé.

Pour les modèles d'endommagement de ces deux types d'argile, on peut s'inspirer des modèles qui existent dans la littérature.
Pour le modèle de cicatrisation, plusieurs réflexions sont proposées et discutées ; certaines vérifications seront nécessaires pour arriver enfin à formuler un modèle de cicatrisation qui reflète les observations in-situ et au laboratoire. Ce modèle développé fait appel à certaines hypothèses détaillées au cours du chapitre IV.
On généralise ensuite notre modèle pour qu'il puisse prendre en compte le couplage hydromécanique puisque l'eau constitue l'unique moyen de transport des radionucléides.

Une étude hydromécanique du problème est ainsi proposée. On présente alors les différents modèles hydromécaniques qui ont été développés au cours de ces dernières années. On explique le choix de notre modèle hydromécanique couplé à l'endommagement et on propose un modèle où la cicatrisation interagit avec le comportement hydromécanique.

Pour analyser l'effet de la cicatrisation sur les lieux de stockage à long terme, des calculs numériques s'avèrent indispensables, voir **chapitre V**. Ce pourquoi, le modèle d'endommagement et le modèle de cicatrisation ainsi définis seront implantés dans le code de calcul numérique ANTHYC de G3S. Le choix d'utiliser ce code vient de notre intérêt de réaliser des calculs mécaniques, hydrauliques et couplés. Au début de ce chapitre, on valide le modèle d'endommagement et le modèle de cicatrisation sur une éprouvette, à partir des observations in-situ du Chapitre II et des résultats des essais du Chapitre III. Puis on s'intéresse aux ouvrages souterrains. On analyse les phénomènes d'endommagement et de cicatrisation à court terme et à long terme autour de ces ouvrages.

Cette analyse permet de répondre à plusieurs questions importantes :

- *Un tunnel sans soutènement peut il présenter un processus de cicatrisation à long terme et est ce que c'est le cas pour un tunnel avec soutènement ?*
- *Pour un calcul purement mécanique, observe t-on un processus de cicatrisation autour du tunnel ?*

Pour avoir un premier ordre d'idée, un calcul purement mécanique est réalisé sur un tunnel creusé dans de l'argile de Mol. Ce problème tridimensionnel est simplifié par un problème plan équivalent où la progression du creusement est simulée par la décroissance instantanée de la pression intérieure fictive en paroi, depuis la pression géostatique jusqu'à la pression nulle. Les résultats de creusement du tunnel sont confrontés avec les résultats in-situ trouvés pour le site de Mol.
Des calculs avec et sans considération du processus de cicatrisation sont réalisés dans le cas d'un tunnel sans et avec soutènement. Cela nous permet de séparer la contribution d'un calcul purement mécanique sur le processus de cicatrisation.

- *Peut on arriver à une cicatrisation totale de la zone endommagée à long terme du tunnel ?*
- *le couplage hydromécanique joue t-il un rôle sur la cicatrisation ?*

Des calculs hydromécaniques sur tunnel permettent de déterminer la part de l'hydraulique sur le phénomène de cicatrisation et ainsi sur l'évolution de la perméabilité dans la roche.

Chapitre I

Revue des Modèles d'Endommagement des Roches

I.1 Les déchets radioactifs

I.1.1 Problèmes liés au stockage des déchets radioactifs

L'accumulation de déchets radioactifs produits par l'industrie nucléaire est une réalité incontournable. La majeure partie de ces déchets provient de la production d'électricité. A cela s'ajoutent les déchets provenant des activités militaires, de la recherche, de la médecine et de l'industrie.

On distingue trois catégories de déchets radioactifs. La classification de ces déchets repose sur la base de deux critères : le niveau de radioactivité et la "durée de vie". On a d'après l'encyclopédie de l'AGORA[(1)]

- **les déchets de type A**, à faible et moyenne activité et à vie courte (période de moins de 30 ans), qui proviennent des opérations d'exploitation des centrales et sont généralement appelés technologiques.
- **les déchets de type B**, à moyenne activité, mais à vie longue (période supérieure à 30 ans), qui proviennent du fonctionnement des installations de fabrication et de retraitement du combustible.
- **les déchets de type C**, à forte activité. Ils sont composés d'éléments à la fois à vie courte et à vie longue, qui proviennent des combustibles irradiés.

Pour toutes les informations citées au paragraphe I.1, on s'est baser sur les informations données par le site Web- www.andra.fr ou du rapport final de l'IEER [54].
(1) site web www.agora.qc.ca/encyclopedie.nsf

Il existe de nos jours deux modes fondamentaux de gestion des déchets radioactifs de type C:

- *le stockage direct* consiste à stocker en formation géologique profonde les combustibles irradiés dès la fin du premier cycle d'utilisation, après une période de refroidissement d'au moins cinquante années en entreposage de surface ou de sub-surface;
- *le traitement-recyclage* consiste à considérer les éléments combustibles irradiés comme une ressource énergétique et à en extraire l'uranium et le plutonium. Cette méthode présente des avantages (il réduit par cinq la masse finale des déchets et divise par dix la radiotoxicité des déchets ultimes) et des inconvénients (il peut y avoir un risque de détournement à des fins militaires du plutonium extrait ; c'est une source supplémentaire d'exposition aux radiations des travailleurs de l'industrie nucléaire et le combustible irradié est à l'origine d'une part importante des transports de matières radioactives, sujet sensible pour l'opinion publique).

Des solutions pour la gestion des déchets radioactifs existent déjà et peuvent être mises en œuvre progressivement. Cependant, il reste encore des progrès à accomplir dans le domaine de la recherche. La stratégie actuelle pour la gestion des déchets est de collecter et de trier les déchets par catégories. A la suite d'un traitement et d'un conditionnement bien adaptés, on prévoit un entreposage provisoire de déchets radioactifs de façon sûre en surface ou en sub-surface, dans des installations industrielles sous surveillance permanente. La solution de stocker en couche profonde présente des avantages puisqu'il assure l'existence d'une barrière géologique pour séparer les colis de la biosphère. Dans le milieu de stockage, il existe une grande stabilité chimique d'eau ce qui permet de maîtriser la corrosion des matrices et l'obligation de surveillance peut être limitée dans le temps.

Mais que l'on opte pour l'une ou l'autre solution, il est nécessaire de trouver des solutions pour le stockage des déchets nucléaires ultimes.

L'Agence nationale de gestion des déchets radioactifs (ANDRA) estime que leur production entre 1998 et 2020 sera de 330 000 m^3 pour les déchets de faible et moyenne activité à vie courte, de 80 000 m^3 pour les déchets de moyenne activité à vie longue et de 6 000 m^3 pour les déchets vitrifiés à haute activité.

Le stockage terrestre en surface pendant quelques centaines d'années peut suffire pour les déchets de type A. Mais, les déchets de type B et C nécessitent beaucoup plus de précaution, compte tenu de leur radioactivité élevée et de leur grande durée de vie. Une solution adaptée à ces déchets est en particulier le stockage en formation géologique profonde.

Actuellement, aucun des états membres de l'Union européenne n'a dépassé le stade des études et enquêtes préalables pour le stockage définitif des déchets nucléaires hautement radioactifs. Parmi les raisons pouvant expliquer ce retard on a l'absence d'urgence : garder la possibilité d'extraire des déchets afin de leur donner une meilleure destination grâce à des techniques non existantes de nos jours. De plus, la lenteur des décisions est causée par la complexité des études scientifiques préalables et par la nécessité de convaincre les populations localement concernées (l'impact sanitaire et environnemental des activités nucléaires).

L'idée fondamentale est de rechercher des lieux et milieux de stockage géologique profond permettant une grande confiance dans la mesure où la sécurité et la sûreté à long terme pourraient être assurées uniquement par une barrière géologique naturelle.

En France, la construction d'un laboratoire souterrain en site argileux a été autorisée dans les départements de Meuse et Haute Marne, et des prospections dans l'Ouest du pays pour l'implantation d'un second laboratoire en site granitique ont été conduits mais sont aujourd'hui suspendues. Le choix de sites définitifs de stockage a été repoussé à 2006, conformément à la loi du 30 décembre 1991. L'Andra (Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs) est chargée d'étudier le stockage en formation géologique. L'entreposage de longue durée et la séparation- transmutation des déchets est confiée au CEA (Commissariat à l'énergie atomique).

La Belgique mène des études dans un laboratoire souterrain implanté dans une couche argileuse, à plus de 200 mètres de profondeur sous le site nucléaire de Mol.

En Allemagne, des travaux expérimentaux ont été conduits dans le laboratoire souterrain de la mine de sel de Morsleben mais un moratoire a conduit à examiner la possibilité d'utiliser d'autres milieux. La mine de sel de Gorleben est prospectée, pour les déchets dégageant de la chaleur, et l'ancienne mine de fer de Konrad fait l'objet d'une procédure d'autorisation, pour les autres déchets.

Parmi les pays les plus avancés dans ce domaine figurent la Suède et la Finlande. Elles s'engagent déjà vers le stockage direct des combustibles usés dans une formation géologique profonde.

La Suède conduit des expériences en site granitique dans le laboratoire souterrain d'Äspö. Le dépôt d'une demande d'autorisation pour un centre de stockage est en cours. Contrairement à la France, les déchets ne seront pas retraités, mais seront stockés dans des conteneurs en cuivre. La barrière géologique jouera un rôle important pour ralentir la vitesse de corrosion du cuivre.

La Finlande vient de désigner le site retenu pour l'enfouissement de ses déchets nucléaires à plusieurs centaines de mètres sous le socle granitique scandinave. C'est l'Etat membre le plus avancé dans la voie d'une solution définitive. La construction du dépôt souterrain ne devrait toutefois démarrer qu'en 2010.

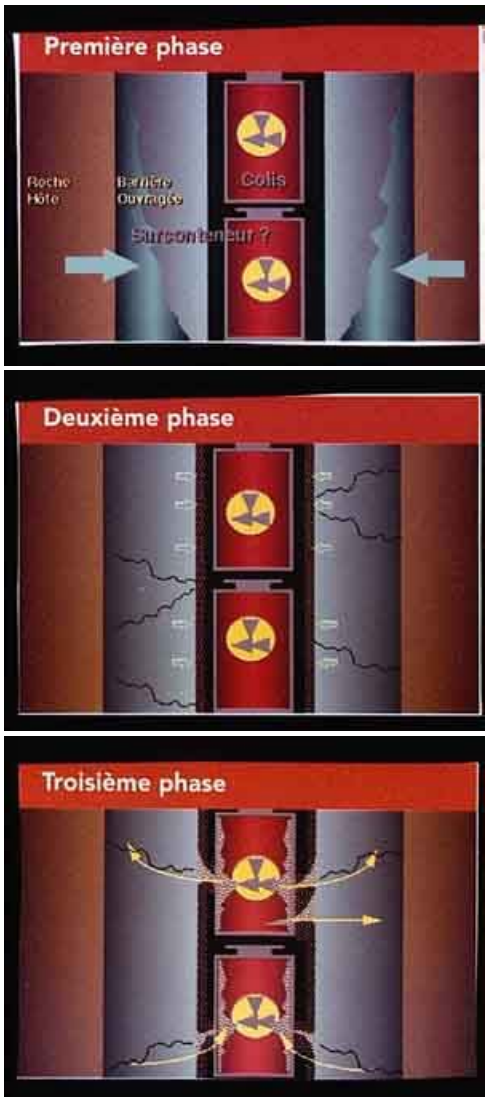
Les États-Unis ont, pour leur part, commencé en 1999 à stocker des déchets de moyenne activité en profondeur dans le site du WIPP au Nouveau Mexique.

I.1.2 La sécurité et la sûreté nucléaire

La sécurité et la sûreté sont déterminantes pour protéger le personnel, le public et l'environnement. La sécurité nucléaire fait appel à plusieurs disciplines telles que la sûreté nucléaire, la radioprotection, la protection physique contre les actes de malveillance et la sécurité civile en cas d'accident, la gestion des transports de matières dangereuses ainsi que tout ce qui est lié à la sécurité du travail.

La "défense en profondeur" s'organise autour de niveaux multiples de protection comprenant des barrières successives qui ramènent à un niveau extrêmement faible la probabilité qu'un accident puisse avoir des répercussions à l'extérieur de l'installation.
Le concept de multi-barrières est largement admis par la plupart des pays producteurs des déchets radioactifs. Il permet d'interposer une succession d'ouvrages de confinement

entre la biosphère et les déchets radioactifs. On identifie quatre barrières à savoir la matrice de conditionnement qui reçoit les déchets, le conteneur, la barrière ouvragée faite de matériaux très peu perméables et enfin la barrière géologique (milieu argileux). Le rôle de ces barrières change en fonction du temps, on peut diviser l'échelle du temps en trois grandes phases.



Pendant quelques dizaines à plusieurs centaines d'années

La puissance thermique décroît progressivement
Dégradation progressive du conditionnement

Du millier à quelques dizaines de milliers d'années

Les barrières ouvragées et la barrière géologique limitent la migration des radio-nucléides
Dégradation progressive de la barrière ouvragée

Après quelques dizaines de milliers d'années

La seule barrière limitant la migration des radio-nucléides est la barrière géologique

Figure I.1 – Evolution de la barrière ouvragée en fonction du temps. Tiré du site Internet www.andra.fr

Une « roche hôte » de stockage de déchets radioactifs peut être considérée comme une formation géologique favorable si elle répond à un certain nombre de critères précis de sûreté et de faisabilité technique de stockage.
Parmi les critères les plus importants on note la stabilité géologique du site et la faible conductivité hydraulique du milieu (faible perméabilité, faible gradient de charge hydraulique) ; le principal moyen de transport des radionucléides étant l'eau souterraine. Or aucune roche n'est totalement imperméable. On note qu'au niveau des roches peu perméables le transport se fait très lentement de l'ordre du millimètre par an ou par mois, alors que pour des roches perméables les vitesses d'écoulement varient d'un mètre par an à un mètre par jour. A cela s'ajoute le comportement plastique et l'aptitude au fluage pour certains types de matériaux qui permettent éventuellement la cicatrisation des dégradations mécaniques et autres désordres dus à la création des ouvrages de stockage. La nature de la roche a aussi une grande influence sur la capacité d'absorption et de rétention des radionucléides.

Parmi les milieux géologiques les plus favorables, pour servir de lieu de stockage des déchets radioactifs à vie longue, on peut citer le cas du sel, du granite, de certaines roches volcaniques et de l'argile.

I.2 Perméabilité des roches

D'après Gueguen et Palciauskas (1992), la perméabilité permet de mesurer la facilité avec laquelle un fluide traverse une roche.
D'après de Marsily (1994) la perméabilité intrinsèque est définie à l'échelle macroscopique. Elle se caractérise à partir de la loi de Darcy et sa dimension est celle d'une aire.

La loi de Darcy sous sa forme générale dans un milieu poreux s'écrit comme suit :

$$\underline{U} = -\frac{k}{\mu}\ \underline{grad}\left(p + \rho g z\right)$$

où nous avons noté :

$\underline{U}$: la vitesse fictive du fluide à travers un élément de surface [m.s^{-1}]
k : la perméabilité intrinsèque [m^2]
μ : la viscosité dynamique du fluide [Pa.s]
p : la pression [Pa]
ρ : la masse volumique du fluide [kg/m^3]
z : la cote au niveau d'un point de mesure [m]
g : la gravité [m.s^{-2}]

On peut aussi définir la vitesse fictive dans le cas de l'eau, en négligeant les variations de la masse volumique ρ_w et de la viscosité μ_w avec la température et la pression, comme suit :

$$\underline{U} = -\frac{k \cdot \rho \cdot g}{\mu} \cdot \underline{grad}\left(\frac{p}{\rho g} + z\right) = -K \cdot \underline{grad}\varphi$$

avec :

K : la perméabilité des hydrogéologues en [m/s]
φ : le potentiel hydraulique exprimé en mètre d'eau

La perméabilité dépend de plusieurs facteurs tels que :

- la porosité (Rapport du volume des interstices, dans un échantillon de matériau tel qu'un sol, au volume total de l'échantillon, vides compris – Glossaire International d'Hydrologie - 1992)
- l'indice des vides (Rapport du volume de l'espace des pores à celui des particules solides dans une masse de sol donnée)

La porosité et l'indice des vides sont liées entre elles. La perméabilité décroît de manière parfois complexe avec la décroissance de ces paramètres.

La perméabilité varie aussi avec les variations des sollicitations mécaniques et thermiques appliquées sur la roche.

On peut distinguer dans le cas de sollicitations mécaniques deux types d'évolution de la perméabilité selon la nature de l'argile étudiée :

- Variation de perméabilité sous l'effet de la compaction : cas d'argile faiblement consolidée soumise à un chargement de confinement par exemple
- Variation sous l'effet de l'endommagement : cas d'agile consolidée soumise à un chargement en contrainte déviatorique supérieure au seuil de dilatance irréversible par exemple.

Les sollicitations mécaniques peuvent être de nature différente. On peut noter à titre d'exemple : influence de la contrainte moyenne et l'influence de la contrainte déviatorique.
Les sollicitations hydrauliques font appel à l'influence de la pression dans les pores. On verra par la suite, avec plus de détail, l'influence de la contrainte et de la pression des pores sur la perméabilité ainsi que sa variation en fonction de différents paramètres et ceci dans le cas du sel et des argiles (argile de Mol, argile de Mont Terri et argile de l'Est).

I.3 Modèles d'endommagement des roches

I.3.1 Introduction

Un thème important, pour s'assurer de la performance à long terme du site de stockage souterrain, est l'évaluation de la zone endommagée ou « ZE » appelée en anglais « Excavation Damaged Zone » ou « EDZ ». De plus, il faut examiner l'évolution hydraulique, géologique et les propriétés de transport dans cette zone à travers le temps.

Plusieurs études ont déjà commencé dans plusieurs laboratoires souterrains à travers le monde afin de mieux caractériser le processus de fracturation autour de l'excavation et pour évaluer l'évolution de la ZE autour du tunnel avec le temps et la capacité de la roche à se cicatriser.

Lors de l'excavation, les contraintes radiales dans le tunnel deviennent nulles, alors que les contraintes tangentielles augmentent.
Par la suite on va essayer de définir l'expression de la ZE ainsi que les observations in-situ et au laboratoire des roches endommagées.

I.3.2 Définition de la zone endommagée

Le terme « zone endommagée » ou « ZE » constitue de nos jours une nouvelle interprétation mécanique de ce que l'on appelait, il y a une vingtaine d'année, « zone plastique » ou « zone déconfinée ». Cette nouvelle appellation fait référence à un nouvel intérêt de l'ingénieur pour la description de l'évolution des propriétés hydrauliques (porosité, perméabilité) autrefois peu essentielles.

Il n'existe pas jusqu'à présent une définition universelle du terme ZE. Ceci est dû aux différents effets d'endommagement des milieux géologiques même pour des types de roche similaire (Tsang et al.-2005)
Pour définir ce nouveau terme « zone endommagée » il faut en revanche faire attention de ne pas le confondre avec la notion d'endommagement au sens de Kachanov-Lemaitre qui s'intéressent au comportement des matériaux en général métalliques avant la rupture (en traction) et qui n'introduisent pas la notion de perméabilité dans leurs formulations (J. Lemaitre et J. L. Chaboche - 1988).

Il conviendrait aussi de définir en premier lieu le terme « zone plastique » pour mieux comprendre la différence entre ces deux termes et la nouveauté apportée.
La « zone plastique » c'est « l'anneau » de terrains à la paroi des galeries souterraines qui a quitté le domaine du comportement réversible et dont on examine les propriétés du seul point de vue de leurs conséquences mécaniques.
Cet anneau se crée suite à une redistribution des contraintes pendant l'excavation ou la convergence de la roche. Ce champ de contrainte peut mener au développement de la zone plastique autour d'un tunnel. La « zone endommagée » a la même origine. Toutefois ici on ne s'intéresse pas seulement aux conséquences mécaniques (déplacement, déformations et contraintes) de la création d'un anneau déconfiné, mais aussi à ses conséquences hydrauliques. Il peut y avoir des créations de fractures par extension ou aussi par cisaillement. Il se forme ainsi un réseau de fissures connecté et non connecté. La conductivité hydraulique peut être plus grande de plusieurs ordres de grandeur par rapport aux zones non endommagées. La « zone endommagée » avec sa perméabilité accrue constitue un risque potentiel pour l'efficacité de la barrière géologique. Il est très important, pour évaluer la performance du site de stockage potentiel des déchets radioactifs, de connaître la géométrie, l'extension de la ZE, la densité des fissures, leur connectivité et la conductivité hydraulique qui en résulte.

Pour l'argile de Boom la ZE se présente comme étant une zone évolutive siège de modifications géomécaniques et géochimiques des propriétés du matériau. Pour l'argile à Opalines on note plutôt la formation d'une zone micro fissurée formant un réseau de fissures connecté ou non. La perméabilité augmente de plusieurs ordres de grandeurs, mettant en cause la sûreté de l'ouvrage à long terme.

La ZE peut être identifiée par différentes méthodes de mesure (mesure de perméabilité, mesure ultrasonique). Ces méthodes de mesure sont indispensables mais ne donnent pas d'information sur le futur développement de la zone endommagée. Il faut ainsi trouver un modèle représentatif.

La ZE ne peut pas être évitée mais on peut tenter de minimiser son développement. L'extension de cette zone dépend de plusieurs facteur à savoir : la nature de la roche et sa porosité, la stratification, les fractures préexistantes (possibilité de réactivation), le champ de contrainte (grandes contraintes in-situ et /ou un grand taux d'anisotropie de contrainte), le temps, la géométrie, l'orientation de la zone excavée, ainsi que les moyens techniques d'excavation (destruction avec détonateurs électriques et électroniques, machine à attaque ponctuelle (road header), marteau pneumatique…), …

Il est à noter que l'on n'utilisera pas par la suite la notion de zone perturbée ZP pour désigner la zone endommagée ZE. La ZP, dans laquelle on observe des évolutions réversibles et notamment une redistribution de la pression de pore, peut s'étendre bien au-delà de la ZE. Cette ZP peut subir des modifications hydro-mécamique ou géochimique sans pour autant avoir un effet néfaste sur le comportement à long terme de l'ouvrage.

I.3.3 Définition de l'endommagement

Le terme d'endommagement possède des définitions variables selon les domaines d'applications considérés. Tout au long de notre travail on s'intéresse à l'endommagement au sens de la mécanique des solides.
D'après Lemaitre-Chaboche (1998) « l'endommagement correspond à la détérioration progressive de la cohésion de la matière sous l'action de sollicitations monotones ou répétées, pour conduire à la rupture de l'élément de volume ».

Les mécanismes d'endommagement d'un matériau sont nombreux et peuvent être classés en quatre catégories :

- *l'endommagement viscoplastique (fluage)* : fonction du temps
- *l'endommagement par fatigue* : dû aux cycles de chargement répétés
- *l'endommagement fragile* : provoqué par des sollicitations monotones sans déformations irréversibles remarquables (exemple : le béton)
- *l'endommagement plastique ductile* : caractérisé par une grande déformation plastique à une température ambiante ou élevée.

I.3.3.1 Modèles décrivant l'endommagement mécanique

- *Endommagement au sens de Kachanov, Lemaître, Shao,* etc : l'endommagement est la création de nouveaux vides ou de micro-fissures ou de micro-pores dans le matériau, associée à un comportement inélastique ou à la rupture fragile pour certaines roches. Il se produit au niveau de la roche une croissance de la « contrainte effective » (dans un sens qui n'est pas celui de la mécanique des milieux poreux : ici la contrainte effective est la force s'appliquant sur un élément de surface divisée par la fraction de cette surface constituée par le solide) supportée par la matrice solide, cette théorie est proposée par Kachanov. Dans ce cas, la déformation irréversible se produit par une dégradation progressive due à des micro-fissures qui se propagent selon des directions bien définies jusqu'à former une fissure à grande échelle. Cette propagation s'accompagne d'une dégradation des propriétés mécaniques.

- *Modèle inspiré par la plasticité, Rousset etc* : l'endommagement est pris dans un sens plus large pour exprimer la rupture locale et le comportement après rupture en utilisant des modèles différents de celui de Kachanov-Lemaître. Ces modèles ne prennent pas en considération l'interaction avec la perméabilité.

I.3.3.2 Prise en compte de l'évolution de la perméabilité

L'endommagement modifie considérablement la perméabilité du matériau dans le sens d'une augmentation, en effet l'endommagement induit une création d'un réseau de fissures connecté ou non. L'endommagement peut conduire à un écrasement des pores - phénomène de pore collapse - qui s'accompagne d'une contractance.
L'évolution de l'endommagement peut aussi être définie par l'apparition et l'accroissement de la dilatance (accroissement du volume irréversible), paramètre qui est souvent le plus facile à mesurer.

Il s'agit ici de compléter les modèles précédents en reliant l'évolution de la perméabilité, par exemple au paramètre d'endommagement défini au sens de Kachanov-Lemaître ou à une grandeur associée aux déformations plastiques (dilatance par exemple) dans le cas des modèles plastiques.

L'endommagement est probablement une des clés qui affectent la capacité et la sûreté de la barrière géologique. Il peut être causé non seulement par un chargement mécanique mais aussi par un chargement hydraulique, thermique, hydrique ou une agression chimique. Il est intéressant de remarquer que l'endommagement ne désigne pas les mêmes phénomènes physiques pour des matériaux différents. Prenant comme exemple le cas des argiles, des granites et du sel. Pour les argiles l'endommagement est influencé par le gonflement, le retrait, l'oxydation des pyrites, pour le granites ces mécanismes sont absents ou masqués. Pour le sel des phénomènes de dissolution et de transfert jouent un rôle plus significatif.

Un modèle d'endommagement comporte quelques grandes caractéristiques mises en évidence pour un chargement (une histoire de chargement) sur un volume représentatif du matériau à savoir :

- la relation contrainte - déformation n'est plus linéaires
- on observe une modification des propriétés élastiques
- on observe la présence de déformation plastique
- souvent le comportement est anisotrope.

I.3.4 Définition de la rupture

La rupture correspond à une perte de l'homogénéité macroscopique du matériau. Elle peut être définie aussi comme étant associée à la résistance maximale du matériau. Le seuil de rupture peut être atteint quand l'état de contrainte vérifie une combinaison bien définie de la contrainte moyenne et de la contrainte déviatorique.

De point de vue de l'ingénieur : la rupture couvre la défaillance de l'ouvrage perturbant ainsi son fonctionnement.

De point de vue de la mécanique des roches : la rupture couvre à la fois les surfaces de discontinuités préexistantes ou nouvelles et aussi l'apparition de déformations continues excessives conduisant à l'apparition de fracture macroscopique.

I.3.5 Généralités sur la modélisation de l'endommagement mécanique

L'exigence de sécurité et de fiabilité pour les sites de stockage des déchets radioactifs imposée à l'ingénieur a donné lieu depuis une vingtaine d'année à des études approfondies des propriétés du matériau et la nécessité de formuler des modèles théoriques qui soient capable de reproduire les phénomènes observés pour un matériau sous différents types de chargement. L'endommagement peut être décrit pour un même matériau par une grande variété de modèles rhéologiques. Néanmoins, on peut distinguer deux grandes approches :

Modèles d'endommagement phénoménologique : fondés sur la théorie d'endommagement du milieu continu homogène. Ils utilisent les variables internes d'endommagement pour décrire l'état thermodynamique de la roche et son chargement (Kachanov(1994), Shao et al. - 1997). Ces modèles sont faciles à implémenter dans un code de calcul.

Afin de faire une modélisation complète du problème réel, il est possible de réaliser des couplages entre « plasticité – dilatance » et « porosité – perméabilité ». Or, la faible perméabilité des roches utilisées pour le stockage des déchets radioactifs rend les essais ainsi que leur interprétations difficiles pour identifier facilement les paramètres du modèle couplé.

Modèles d'endommagement micro-mécanique : sont utilisés pour étudier le comportement d'échantillons de roches en prenant en compte la présence explicite d'un volume représentatif pendant le processus de calcul et ceci en utilisant des techniques d'homogénéisation. Cette approche décrit l'évolution de la variable d'endommagement ainsi que les propriétés mécaniques effectives. On peut citer dans ce cas les travaux d'Andrieux (1983), de Nemat-Nasser et Obata (1988), Krajcinvic et Fanela (1986), …

Modèles d'endommagement et approche macroscopique

Pour ces modèles d'endommagement macroscopique on peut distinguer deux types différents :

- *Modèles utilisant la variable d'endommagement D* (Kachanov (1958), Lemaitre et al. (1978), Krajcinvic et Lemaitre (1987), …)
- *Modèles utilisant le formalisme de la plasticité* (Stormont et al. (1992), Dougill (1983)).

Les matériaux dans ces modèles sont considérés comme homogènes et continus, et les théories générales de la mécanique des milieux continus sont appliquées.

Les modèles proposés par Rousset (1988) sont les suivants :

- Modèle viscoplastique avec rupture (argile raide) : comportement à court terme de type « élasto-fragile » (avec ou sans radoucissement) mais avec à long terme la présence de caractéristiques de comportement différé.
- Modèle viscoplastique avec écrouissage (argile molle) : comportement à court terme de type plastique mais les effets différés sont très marqués à long terme.

On détaillera dans le chapitre III ces deux exemples de modèles d'endommagement.

I.3.6 Observations in-situ de l'endommagement

Au fur et à mesure de l'excavation, l'état des contraintes se modifie au voisinage de la zone excavée. Cette zone a été appelée ZE (en anglais on utilise l'expression « Excavation Damaged Zone » EDZ). On s'intéressera par la suite à décrire les observations in situ de l'endommagement pour deux types de roches argileuses sur lesquels porte notre étude : l'argile de Boom à Mol (Belgique) et l'argile à Opalinus à Mont Terri (Suisse).
Comme dans tous les types de roches l'intensité et l'orientation des contraintes produisent le développement de la fissuration.

Il y a deux situations possibles, ouverture de discontinuités (déplacement dans la direction normale à la fracture) ou déplacement relatif tangent des deux plans de la fracture; il se produit alors une augmentation de volume du matériau. Ce phénomène est connu sous le nom de dilatance et il crée une augmentation de perméabilité.
L'eau joue un rôle important dans les propriétés géo-mécaniques de la roche. par exemple pour l'argile raide de Mont Terri.

I.3.6.1 Argile de Mont Terri

a. Minéralogie de l'argile à Opalinus

L'argile à Opalinus est une argile raide traversée par un tunnel à une profondeur de plus de 200 m au Mont Terri en Suisse. C'est une roche argileuse micacée et durcie de couleur gris sombre (schistes argileux). Cette argile peut être caractérisée comme un schiste argileux isotrope surconsolidé.
Elle contient de 40% à 80% de minéraux comme l'illite (9 – 29 %), la chlorite (3 – 10 %), la kaolinite (6 – 20 %) et l'illite/smectite (4 – 22 %), le quartz (15 – 30 %), la calcite (6 –40 %). Il y a d'autres minéraux moins fréquents comme

la sidérite (2 – 3 %), l'ankérite (0 – 3 %), le feldspath (1 – 7%), la pyrite (1 – 3 %) et du carbone organique (< 1 %).
Selon l'organisme Nagra (2001) et Mazurek (1999) le contenu total d'eau dans l'argile à Opalinus est comprise entre 4 % et 19 % en volume.

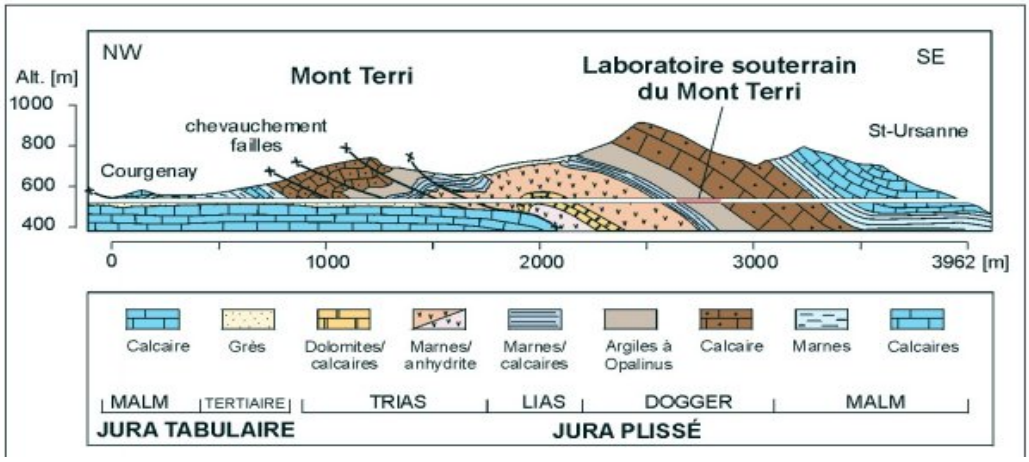


Figure I.2 – Présentation géologique du laboratoire souterrain de Mont Terri.Tiré de P. Bossart et al. (2002)

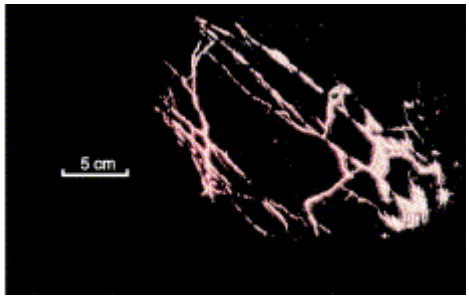
b. Propriétés hydrogéologiques des failles

- **faille préexistante** : les failles dans l'argile à Opalinus sont principalement représentées par des gouges ou des brèches partiellement associées à veines mineures de calcite, mais aucune indication n'existe sur la présence de l'eau dans les veines.
  Tous les essais hydrauliques réalisés sur la roche saine dans le laboratoire souterrain du Mont Terri donnent une valeur de perméabilité inférieure à 10^{-12} m/s, bien que des joints et défauts soient inclus dans quelques intervalle de test.
  On peut conclure ainsi que la roche contenant des défauts a typiquement des propriétés hydrauliques similaires à celles de la roche non perturbée (Gautschi (2001). En plus, il n'y a pas d'indices hydrochimiques indiquant l'augmentation d'écoulement le long des failles à travers le temps.
  Ces observations peuvent être interprétées par une grande capacité de cicatrisation des failles puisque le transport à travers ces failles à une profondeur de plus de 200 m est insignifiant. Le transport des radionucléides dans un tel milieu est donné par la diffusion.
  Ces conclusions sont étayées par des résultats venant du laboratoire, de tests d'écoulement ainsi que de campagnes d'essais au laboratoire souterrain du Mont Terri où on a pu constater une fermeture de fractures.

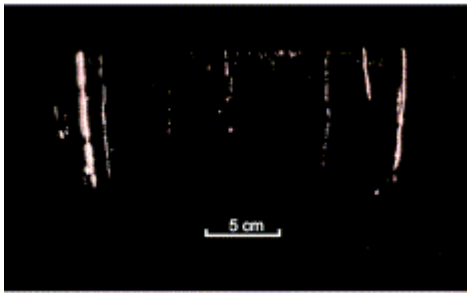
- **Facteurs de création ou de réouverture des failles par excavation :** l'augmentation de perméabilité est due à la création de fractures engendrées par la redistribution des contraintes au voisinage du tunnel et par surpression hydraulique dans les secteurs de grande contrainte déviatorique (les zones où l'on a significativement changé la contrainte moyenne). Ce dernier phénomène peut être observé en présence du gaz qui s'échappe des dépôts des déchets et qui peut produire une situation de surpression.

- **Effet des techniques d'excavation sur l'endommagement :** trois techniques d'excavation ont été utilisées durant la construction du tunnel (Bossart et al. - 2002).

- ***méthode 1*** : creusement avec détonateurs électriques et électroniques



- ***méthode 2*** : creusement à la machine à attaque ponctuelle « road header »



- ***méthode 3*** : marteau pneumatique

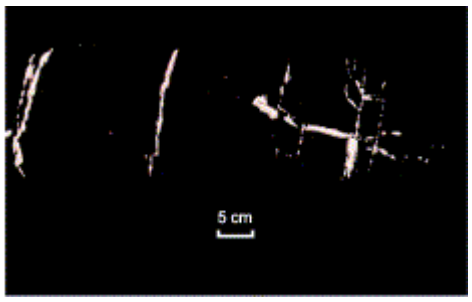


Figure I.3 – Photos montrant des micros fissures au niveau de la zone endommagée pour l'argile de Mont Terri. Tiré de Bossart et al. (2002)

Avec la méthode 2 la fréquence des fractures ainsi que leur ouverture moyenne sont petites et l'orientation des fractures simples est plus régulière que pour celles trouvées par les deux autres méthodes 1 et 3.
Avec la méthode 1 l'ouverture des fissures est nettement plus grande. Elles sont plus fréquentes et on peut observer un réseau de connexion des fractures.
Avec la méthode 3 on obtient un réseau de fissure connecté et le mur du tunnel est clairement moins stable.

- **Les méthodes d'identification de l'endommagement** - *caractérisation en place de la ZE* -
Il est difficile jusqu'à nos jours d'identifier exactement l'endommagement des roches. Dans tous les cas, on a recours à des moyens plus ou moins faciles à manipuler pour identifier l'endommagement. Parmi ces moyens d'investigation on peut citer :

➢ *les extensomètres* sont utilisés pour mesurer les déformations axiale et latérale afin de déterminer les constantes élastiques (module d'Young et coefficient de Poisson) et pour les mesures des déformations volumiques anélastiques sensible à la microfissuration et à l'endommagement,

➢ *les jauges de déformations* pour évaluer les valeurs des déformations,

➢ *les dispositifs de mesure de pression de pore* qui donne un ordre de grandeur sur la variation de pression de pore mais pas forcément une information sur la création d'une zone endommagé. Grâce à ces dispositifs on a pu observer une augmentation locale de pression immédiatement après la construction du tunnel due à la déformation locale ; cette augmentation de pression se dissipera par la suite.

➢ *les méthodes d'émission acoustique* qui consistent à enregistrer les ondes acoustiques émises au cours de la fissuration de la roche. Cet enregistrement se fait à l'aide de transducteurs piézo-électriques. Il est intéressant de noter que l'émission acoustique pour l'argile de Mont Terri ne se développe qu'au cours d'un chargement déviatorique. Aucune émission n'est détectée au cours d'un chargement isotrope (Hunsche - 1993). Cette méthode a permis de déduire que les déformations contribuant à la formation d'une ZE s'étendent jusqu'à une distance de 2 mètres par rapport aux parois du tunnel.

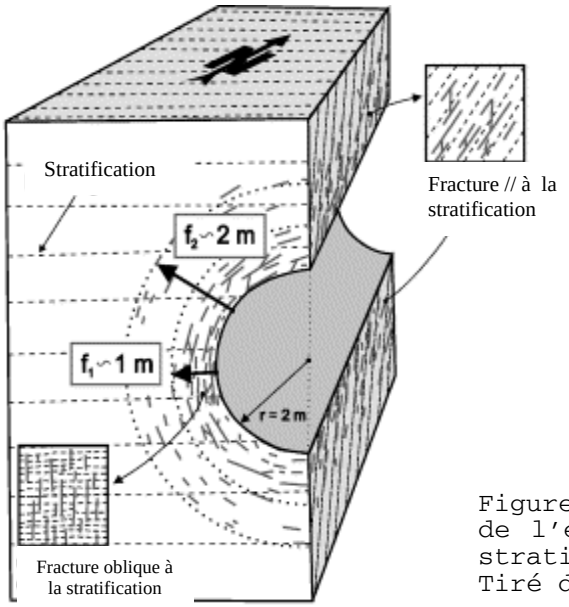
➢ *la méthode ultrasonique* qui consiste à soumettre la roche à un signal particulier d'une onde sonore et à enregistrer par la suite la réponse. Cette dernière méthode est fondée sur le fait que plus il y a de création de fissures plus la propagation des ondes est perturbée et la vitesse des ondes diminue (Su et Bounenni - 1998).

➢ *les tests hydrauliques g*râce à eux on a pu distinguer facilement deux autres zones :

- Zone intérieure ZINT: cette zone est constituée d'un réseau de fractures interconnectées et qui sont envahies par l'air (l'oxydation de la pyrite est visible pour les roches argileuses par exemple) et dont la perméabilité est très supérieure par rapport à la zone non endommagée ZNE.
  Pour l'argile de Mont Terri la perméabilité est entre 10^{-9} à 10^{-5} m/s pour les 40 premiers cm (Bossart et al - 2002).

- Zone extérieure ZEXT: dans cette zone le réseau de fracture est normalement non connecté. Les fractures sont probablement à ce niveau partiellement saturées par l'eau des pores et la perméabilité est nettement plus faible que dans la zone intérieure ZINT.
  Pour l'argile de Mont Terri k = 10^{-12} à 10^{-9} m/s pour plus de 1m de profondeur latérale (Bossart et al - 2002).

Ces méthodes ont permis de déduire que la zone hydrauliquement altérée s'étend à une distance de 1 m à partir du mur du tunnel.



ZINT ($f_1 \approx 1$ m) est une zone de réseau de fractures interconnectées. La conductivité est de 10^{-9} à 10^{-5} m/s. La plus grande conductivité hydraulique est située à une distance de 40 cm du mur du tunnel. Dans cette zone on observe une oxydation bien marquée.

ZEXT ($f_2 \approx 2$ m du mur du tunnel) est une zone où les pores de fractures sont partiellement saturés. La conductivité est plus faible, de l'ordre de 10^{-12} à 10^{-9} m/s.

Figure I.4 – Présentation de l'orientation et de l'extension des fractures par rapport à la stratification dans le tunnel de Mont Terri. Tiré de Bossart et al. (2002)

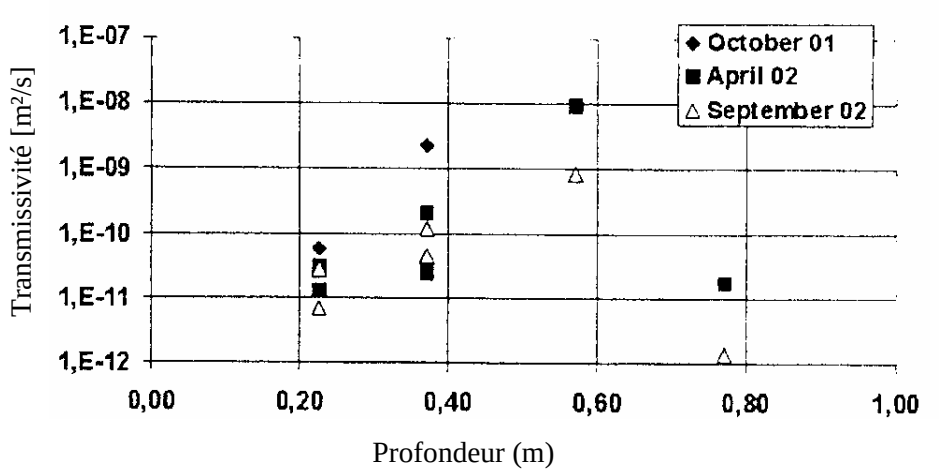


Figure I.5 – Transmissivité au niveau du mur du tunnel a Mont Terri. Tiré de Blümling (2001)

I.3.6.2 Argile de Mol

a. Minéralogie de l'argile de Boom

L'argile de Boom est une argile plastique observée en galerie à environ 230 m de profondeur à Mol en Belgique. Elle se présente sous la forme d'une couche homogène de couleur grisâtre d'épaisseur voisine de 100 m (la profondeur varie entre 180 m et 280 m).
L'argile de Boom est formée de 25 % de minéraux relativement grossiers comme le quartz, feldspath, calcite, pyrite, sidérite, septaria, etc et de 75 % d'argile décomposé de la façon suivante les illites (20 – 30 %), smectite (10 – 20 %), chlorite (5 – 20 %), kaolinite (20 – 30 %).
Le poids de l'eau contenu dans l'argile de Boom, déduite des analyses sur carottes, est compris entre 22 % et 27 % du poids mouillé (HADES note book - 2001).
La porosité totale de l'argile de Boom avoisine les 30 à 40 % en volume.
Enfin l'argile de Boom contient de l'ordre de 1 à 3 % en poids de matière organique, laquelle joue un rôle fondamental dans la migration des radionucléides (Aperçus techniques du rapport SAFIR 2 - 2001 - Informations du site web www.nirond.be).
Le comportement de l'argile de Boom est marqué par une viscoplasticité forte et rapide (Rousset - 1988).
La galerie de connexion (Figure I.6) présente les caractéristiques suivantes :

- Diamètre extérieur : 4,8 m
- Diamètre intérieur : 4 m
- Revêtement : 0,4 m
- Longueur : ~ 90 m
- Profondeur : - 223 m

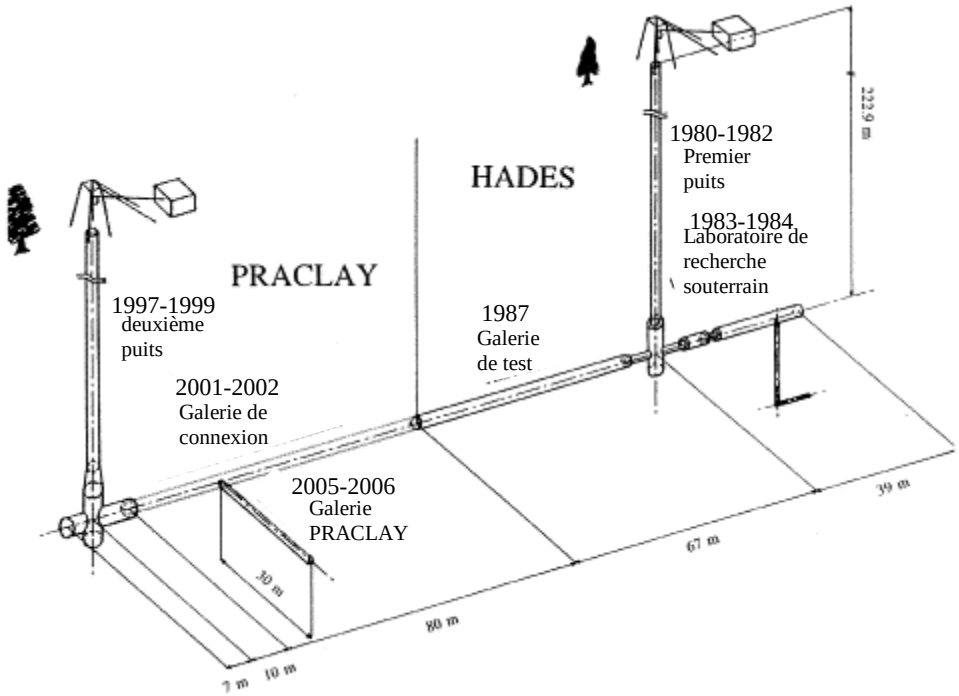


Figure I.6 – Extension du laboratoire HADES pour le projet PRACLAY. Tiré de Neerdael et al.(1997)

La convergence est limitée (déplacement radial de 9 cm du rayon, convergence 9 cm /240 cm <4%)

b. Propriétés hydrauliques des failles

- **Failles préexistantes :** On peut observer plusieurs discontinuités de type A_1 (ce sont des discontinuités définies comme étant verticales ou presque verticales avec une aire de plus de 2 m^2, un espacement compris entre 0,5 et 5 m et une orientation NE-SW).
  Les discontinuités sont observées en particulier à une profondeur de 30 m (Mertens-2000). D'autres discontinuités viennent s'additionner aux discontinuités de type A_1 au niveau de la surface d'affleurement.
  Alors que l'on trouve des fractures préexistant au creusement jusqu'à une profondeur de 30 mètres, on n'a à ce jour aucune indication d'existence de fractures à une profondeur de 225 m.
  Tous les tests hydrauliques réalisés, sur l'argile de Boom, au niveau du laboratoire souterrain HADES donnent :
  - une conductivité hydraulique horizontale ≈ $4\ 10^{-12}$ m/s
  - une conductivité hydraulique verticale ≈ $2\ 10^{-12}$ m/s

- **Effet des techniques d'excavation sur l'endommagement :** le tunnel a été creusé en utilisant une machine de creusement limitant au maximum l'extension de la ZE autour du tunnel. L'observation de discontinuités rencontrées lors de l'excavation de la galerie de connexion de diamètre 4,8 m et au moyen de deux carottes forées montre qu'il y a une forme axisymétrique des discontinuités autour de l'axe de l'excavation. Il est donc probable que ces discontinuités sont liées à la technique d'excavation. La technique de creusement produit beaucoup de fractures observées dans les carottes. Pour limiter la zone plastique créée par le processus de creusement un taux d'avancement de 3 m/jour a été fixé et les soutènements sont rapidement placés pour minimiser le mouvement radial de l'argile.

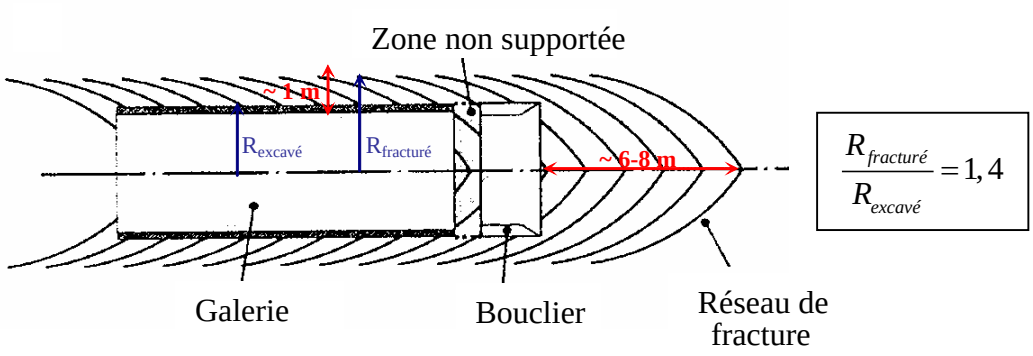


Figure I.7 – Réseau de fracture observé autour de la galerie de Connexion durant l'excavation. Tiré de Bastiaens et al.(2003)

Avec le rayon de 2,4 m de diamètre, il a été décidé de tolérer une convergence totale de 9 cm. Cette valeur de convergence n'est autre que la somme entre la convergence radiale instantanée (4,5 cm) et la convergence radiale se produisant entre le front d'excavation et le soutènement (4,5 cm). Cette technique d'excavation a permis de réduire l'ouverture des fractures à moins de 1 mm au niveau du front d'excavation. Les fractures restent fermées loin du tunnel.

- **Caractérisation souterraine de la zone endommagée :** la caractérisation de la ZE est réalisée par une observation directe ou par des mesures utilisant des méthodes sismiques ou acoustiques ou même par des mesures directes telles que le déplacement du matériau, la pression d'eau dans les pores, l'orientation des fractures…
  La mesure de pression de pore indique une large zone d'extension de la zone perturbée hydrauliquement qui peut atteindre plusieurs dizaines de mètre. Il est important de noter que cette variation hydraulique ne présente aucun impact sur la perméabilité de la roche et donc ne change pas la performance à long terme du massif rocheux. Lors de l'excavation, la pression d'eau dans les pores décroît jusqu'à une certaine valeur négative ≈ -0,1 MPa (succion). Quand une fracture se propage jusqu'au détecteur la pression d'eau dans les pores croît à la valeur de la pression atmosphérique. A l'aide de cette méthode on a pu déterminer une distance de présence des fractures sur une longueur de 4 m au niveau du front de taille. Les observations usuelles de la zone excavée montrent bien la présence de fractures autour de la galerie de connexion. Ces fissures indiquent la présence d'un glissement radial. La seule explication à ce phénomène est le déconfinement du massif argileux avant que les soutènements ne jouent leurs rôles de confinement. Des programmes d'auscultation inclus dans des campagnes sismiques ont montré que les fractures s'étendent à une profondeur de 7 m. Sur les deux premiers mètres, on observe une forte oxydation de la pyrite alors que sur les 5 m restants on peut supposer que les fractures se sont refermées. Il est intéressant d'étudier le rôle de l'argile oxydée sur le phénomène de cicatrisation. Ce sujet ne sera pas traité dans cette thèse.

I.3.7 Observations au laboratoire de l'endommagement

Les essais de laboratoire permettent de mieux comprendre et de quantifier le processus d'endommagement autour de l'excavation puisqu'on est capable de bien mesurer les valeurs de la déformation, celle de la contrainte et celle de la dilatance. Mais l'endommagement reste un paramètre difficile à quantifier.
En plus des moyens d'identification de l'endommagement déjà cité dans la partie I.3.6 à savoir les extensomètres (voir Figure I.8) et les jauges, on peut citer d'autres méthodes d'identification de l'endommagement utilisées au laboratoire :

I.3.7 .1 Méthode ultrasonique

Cette méthode peut être utilisée aussi bien dans des mesures in-situ ou au laboratoire. Le système comprend un montage de deux transducteurs (émetteur-récepteur). En transmettant une onde sonore d'une face à l'autre de l'échantillon, il est possible d'évaluer son état d'endommagement selon que l'onde est transmise ou non transmise. En effet, à la rencontre de discontinuité, le trajet de l'onde est perturbé, sa vitesse est diminuée et elle mettra plus de temps pour parvenir jusqu'au récepteur (Su et al. – 1998, Bounenni – 2002). Avec cette méthode, l'identification de l'endommagement peut être fait à chaque étape de chargement.

I.3.7 .2 Observation au microscope

L'observation au microscope optique permet d'apporter des informations sur l'évolution et la création des fissures.
Cette méthode permet en particulier de suivre l'avancée locale du front de fissure dans le plan de fissuration au fur et à mesure du chargement appliqué.

Les microscopes électroniques à balayage (MEB) donnent une image formée de manière séquentielle en balayant la surface de l'échantillon. Suivant le type de particules détectées, le microscope électronique à balayage fournit des images différentes dont les informations peuvent être complémentaires (il donne plus de précision sur l'état de fissuration que le microscope optique).
Ces observations permettent d'avoir une étude post-mortem des surfaces de fractures.

I.3.7 .3 Emission acoustique

Au cours d'un chargement isotrope d'un échantillon, de nature quelconque, il n'y a pas d'émission acoustique détectable. Cette dernière se développe au fur et à mesure de l'augmentation du chargement déviatorique, elle est associée à l'apparition et la propagation des fissures dans l'échantillon.
Les mesures acoustiques peuvent être fait tout le long de l'essai pour un échantillon monté en cellule triaxial par exemple (pareil que pour la méthode ultrasonique).

I.3.7 .4 Méthodes hydromécaniques

Ces types d'essai sont réalisés pour mesurer la perméabilité, le module d'Young et la compressibilité de la roche au cours des sollicitations. L'évolution des ces paramètres durant l'expérience donne des informations sur l'évolution de l'endommagement. Dans le présent travail, on a adopté cette méthode pour caractériser l'endommagement. On a comparé la valeur de la perméabilité initiale à la valeur de la perméabilité de l'échantillon après endommagement.
Plusieurs essais triaxiaux ont été réalisés pour comprendre et quantifier l'augmentation de la perméabilité (Colloque de Tours 2005 - travail mené par L3S).

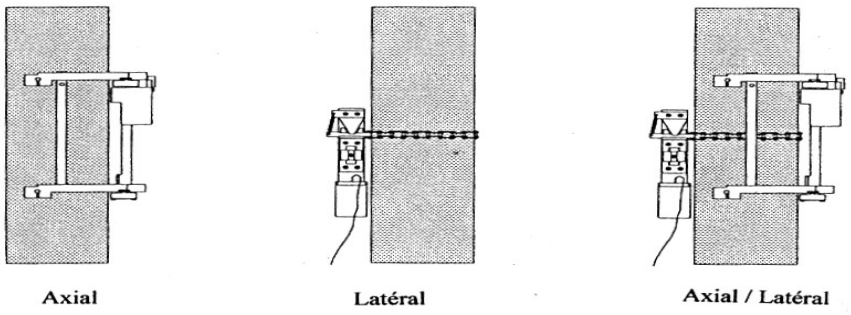


Figure I.8 – Extensomètres axiales et latérales. Tiré de la thèse de A. Bounenni (2002)

I.4 Conclusion

La gestion des déchets radioactifs à haute activité contenant des radionucléides à vie longue représente un énorme défi sur le plan scientifique, technique, social et conceptuel.
Même si l'enfouissement en couche géologique profonde est de nos jours la méthode la plus étudiée dans de nombreux pays, l'étude de l'influence éventuelle de discontinuités sur divers aspects de la performance du stockage présente encore des lacunes.

L'important est d'aboutir à un jugement crédible sur la performance attendu du système de stockage. Néanmoins la caractérisation du site même ne doit laisser place qu'à de faibles incertitudes et donc il est nécessaire de déterminer correctement l'historique géologique, sismique et géochimique du site. Cela nous amène à poursuivre notre recherche dans ce domaine ainsi que d'interpréter les observations des essais in-situ et des essais en laboratoires afin d'élaborer des modèles permettant de réaliser des simulations sur les chargements à long terme.
L'endommagement présente un grand danger pour la performance de stockage des déchets radioactifs. Toute observation ou information permettant d'intensifier ou de minimiser cet effet doit être profondément étudiée. Ainsi suite à des observations du phénomène de la cicatrisation dans des sites différents (argile de Mol, argile de Mont Terri), un programme d'étude de ce processus est lancé pour mieux comprendre la part de la contribution de la cicatrisation sur la stabilité et l'étanchéité des milieux de stockage.

Chapitre II

Revue des Modèles de Cicatrisation des Roches

II.1 Introduction

Une fois que les déchets radioactifs ont été déposés, les roches hôtes seront exposées à différents chargements à court et à long terme.
A court terme, on aura les effets des forces de gravité, les effets de dissipation des pressions de pores, des effets chimiques (hydratation du sulfate et des pyrites), la désaturation liée à la ventilation des galeries ainsi que des effets thermiques.
A long terme, en plus des effets déjà cités, on doit tenir compte de l'effet de refroidissement et de l'effet de re-saturation.
Ces chargements ont, au cours du temps, une grande influence sur la zone endommagée.
Il a été déjà remarqué dans les laboratoires souterrains à Mol et au Mont Terri un phénomène de fermeture ou même de cicatrisation de la roche.
le programme **SELFRAC** a été lancé par la communauté européenne pour mieux comprendre la formation des fissures au niveau de la ZE, le mécanisme de fermeture ou même de cicatrisation au niveau des roches argileuses.
Dans cette partie, on présente quelques définitions pour décrire le phénomène et préciser les termes employés (cicatrisation, fissuration,…)puis on enchaîne avec les résultats des essais déjà réalisés et les observations faites aux laboratoires souterrains en Belgique (Mol) et en Suisse (Mont Terri). On termine par une synthèse.

II.2 Différence entre cicatrisation et fermeture des fissures

D'après Horseman (2001) il n'y a pas de théorie bien établie qui décrive le processus de cicatrisation ou de fermeture des fissures au niveau des roches ni de méthodologie à suivre pour évaluer les conditions sous lesquelles ces processus sont importants. Pour cette raison, il est nécessaire de clarifier la différence entre les deux

notions de « cicatrisation » et de « fermeture » tout en restant dans le contexte des fractures naturelles ou induites des roches argileuses.

La « fermeture » des fissures peut se produire à long terme suite à un processus hydro chimique, hydro biochimique ou à court terme suite à un processus hydromécanique. Ce dernier engendre un changement du champ de contrainte, un mouvement local de l'eau dans les pores et une déformation inélastique de la roche ; l'ouverture diminue et avec elle la transmissivité de la fissure. Toutefois le matériau conserve la mémoire de l'existence de la fissure, qui peut être réactivée du fait par exemple d'une modification de l'état de contrainte. En revanche, la « cicatrisation » est considérée comme étant la fermeture des fissures mais accompagnée, en plus, d'un oubli de l'état avant cicatrisation. Ainsi une fracture cicatrisée ne sera jamais un endroit préférentiel d'endommagement. Ce processus complexe apparaît spontanément avec plusieurs mécanismes possibles de contribution sous-jacente. Il produit, un mécanisme hydraulique, un mécanisme chimique, un changement minéralogique. Donc une fracture cicatrisée peut avoir les mêmes propriétés qu'une roche non fissurée, mais une fermeture totale ne peut aboutir qu'à une cicatrisation partielle au niveau de la roche argileuse.

La mesure de la perméabilité est le moyen le plus efficace pour vérifier l'apparition de ces phénomènes et avoir une première idée sur le phénomène de cicatrisation. Par exemple, en cas de fermeture partielle, les fractures présentent une transmissivité inférieure à la transmissivité d'une fracture normale.
Pour une fissure ayant cicatrisée ou présentant une fermeture totale la perméabilité s'avère désormais la même. En effet, la réponse hydro-mécanique de la roche suite à une modification des champs de contraintes précède toujours l'évolution chimique et minéralogique qui se fait à long terme. Cela prouve l'intérêt de ne pas considérer uniquement la mesure de la perméabilité en fonction du temps au niveau des fissures crées mais de poursuivre l'étude par d'autres essais mécaniques pour s'assurer de la restauration des propriétés initiales avant nouvelle fissuration de la matière argileuse.

Des observations dans le massif argileux montrent que le caractère de sur-consolidation ne favorise pas la production quasi–instantanée de la cicatrisation (Kovaks - 2001). On peut observer dans ce cas uniquement un effet partiel de cicatrisation induit par un nombre de processus naturels tels que la dégradation du matériau non gonflant, l'hydratation des minéraux d'argile et le processus de précipitation. Dans ce dernier cas, l'évolution de la fracture est guidée par un réarrangement des particules et la précipitation des nouveaux matériaux formés soit par dissolution et/ou par cristallisation à partir du fluide de percolation.
Il est important de noter que le problème de cicatrisation des fractures est relié avec d'autres sujets d'intérêt tels que : le changement du flux le long d'une épisode, l'évolution à long terme de la zone endommagée par excavation et par interaction entre la roche et l'eau.
Pour Cathelineau (2001), l'histoire géologique est d'une importance primordiale pour l'acquisition et la modification des principales propriétés mécaniques dans les schistes argileux.
Les plupart des processus de fermetures de fissures sont liés à des étapes spécifiques de migration du fluide. En effet quand la ZE est re-hydratée après une certaine période de temps, cette hydratation induit un gonflement à l'échelle microscopique qui produit l'augmentation du volume d'argile, réduisant ainsi la perméabilité et résultant en un mécanisme de fermeture des fractures par augmentation de la contrainte de compression dans la zone endommagée.

Jusqu'à présent il existe très peu de résultats pouvant expliquer le processus de cicatrisation dans la roche argileuse. Il est intéressant alors pour comprendre les résultats trouvés à partir des essais faits sur des échantillons d'argile (chapitre III) de jeter un coup d'œil rapide sur ce qui a été observé sur d'autres matériaux à ce sujet.
Par la suite on détaille la cicatrisation dans le sel, les différents types d'essais réalisés, l'effet des contraintes appliquées et les paramètres mis en jeu pour la cicatrisation des échantillons.

II.3 La cicatrisation dans le sel

II.3.1 Introduction

Le sel présente une très faible perméabilité aux fluides en place dans la formation géologique, variant entre un intervalle de 10^{-22} m^2 à 10^{-19} m^2. Baar (1977) a déclaré que la présence de gaz pris au piège dans des dépôts de sel témoigne de leur imperméabilité absolue en profondeur. D'un autre côté, Aufricht et Howard (1961) notent la présence d'une perméabilité significative pour une pression de confinement inférieure à 55 MPa. L'essai de perméabilité réalisé par Shelby (1978) sur un monocristal montre que sa perméabilité est inférieur à 10^{-24} m^2. La mesure de perméabilité au gaz sera directement reliée à la création des nouveaux pores telle que: la connexion de plusieurs joints ouverts, la création d'un réseau de micro-fissures ou la présence d'impuretés (l'anhydrite).

II.3.2 Paramètres influençant la perméabilité dans le sel

Il y a plusieurs paramètres qui influencent la perméabilité du sel gemme parmi eux on peut citer:

- *la présence d'impuretés* : les impuretés dans le sel sont constituées de l'anhydrite et de roches argileuses détritiques qui sont les principaux constituants annexes du sel gemme. Il y a en plus d'autres constituants minoritaires tels que la polyhalite, la dolomie, la magnésite, l'hématite, la célestine ($SrSO_4$), la marcassite et la pyrite.
  Pour Lorenz et al. (1981) la perméabilité réelle du sel est nulle quand la pression est suffisante pour déformer plastiquement la halite et fermer tous les chemins de passage aux interfaces entre les cristaux. Ainsi, la perméabilité observée doit être attribuée à la présence des impuretés. Cette idée est aussi partagée par Aufricht et Howard (1961). Ils ont prouvé la grande influence de la nature des impuretés sur la perméabilité. On obtient à travers ces impuretés et leurs interfaces avec les cristaux de halite, qui ont une perméabilité nettement plus grande que le sel, un chemin préférentiel pour les gaz et les fluides.

- *la fermeture plastique des micro-fissures* : Perami et al. (1993) ont prouvé que pour des échantillons ayant la même histoire tectonique la différence de perméabilité initiale dépend principalement de la fermeture plastique des micro-fissures.

- *la différence dans la densité des micro-fissures* : ce paramètre de densité a un effet moins important que celui de la fermeture plastique des micro-fissures sur la perméabilité (Perami et al. ,1993).

- *Plusieurs autres variables* tel que le changement de température, changement de l'humidité…

Ces points de vue donnent une bonne explication des raisons de la dispersion des résultats concernant la mesure de perméabilité pour des échantillons appartenant au même site ou à des sites différents.
En plus la valeur de la perméabilité évolue significativement selon la présence de plusieurs paramètres tel que:

- *le temps durant lequel un échantillon a été soumis à des contraintes hydrostatiques* : la cicatrisation est donc un processus qui dépend du temps.
- *la pression de pore* : le taux de diminution de la perméabilité est fonction de la contrainte effective (Sutherland et Cave -1980).
- *la valeur de la contrainte déviatorique*
- *plusieurs autres variables*

II.3.3 Perméabilité d'échantillon du sel

Plusieurs auteurs tels que Baar (1977), Stormont et al. (1992), Cave et al. (1980), Bérest et al.(2001) ont observé que les échantillons reçus au laboratoire ont une perméabilité plus importante que celle des masses rocheuses. La perméabilité initiale peut être restaurée en appliquant une contrainte isotrope à l'échantillon pendant quelques jours.

a. Explication de l'effet de prélèvement : il est important de noter que la roche saline s'endommage pendant le carottage et la perméabilité de l'échantillon ne fait qu'augmenter. En effet les échantillons sont fragiles et un choc ou une secousse a tendance à ouvrir les microfissures et par la suite les échantillons présentent une perméabilité relativement plus grande. Ladanyi et al. (1983) ont accompli des calculs pour prouver ce résultat. D'autres auteurs pensent que l'endommagement est dû à l'effet de relaxation des contraintes.

b. Remarques générales sur la perméabilité des échantillons : Sutherland et Cave (1980), Peach (1991), Stormont et Daemen (1992) ont confirmé que l'augmentation de perméabilité observée dans les échantillons de sel après prélèvement peut être annulée si on applique une pression isotrope. On obtient ainsi une faible valeur de perméabilité qui peut approcher la valeur de la perméabilité du sel in-situ.

c. Modification de la compressibilité : Des essais réalisés par ces derniers auteurs, sur quelques échantillons provenant du site du WIPP, ont montré que la compressibilité sous une compression isotrope de 8 MPa (***NB*** : les échantillons sont soumis auparavant à un chargement isotrope de 2,4 MPa , la pression isostatique qui règne dans le milieu est de 14,5 MPa) diminue après une période d'environ 18 heures comme résultat de la fermeture de fissures. Cette compressibilité varie en fonction de la valeur de contrainte hydrostatique appliquée.
Pour Christopher et al. (1984), les échantillons, carottés dans la mine d'Asse en Allemagne, se déforment sous une pression de compression isotrope de 10 MPa (avec ou sans l'ajout de la saumure) en présentant une légère compaction. La cicatrisation de ces fissures modifie les propriétés de l'échantillon.

d. Evolution simultanée de la porosité : Les échantillons de sel, reçus au laboratoire, ont normalement une porosité de l'ordre de 1%. L'application d'une pression isotrope produit la réduction de la taille et du nombre des microfissures permettant

ainsi la diminution de la porosité à une valeur inférieur à 0,2%. Ceci est dû à une compaction mécanique qui produit une réduction de la perméabilité et donc la compressibilité peut approcher celle d'un cristal de sel individuel (Stormont et Daemen, 1992).

II.3.4 Effet d'une contrainte isotrope sur la cicatrisation

Généralement la réduction de la perméabilité peut résulter (Cosenza -1996) :

- d'une déformation viscoplastique des grains par glissement et augmentation de dislocation
- d'un processus de cicatrisation qui est dû probablement à un phénomène de recristallisation en présence de la saumure.

Quand on applique une compression isotrope à un échantillon la perméabilité reste constante pour une période relativement courte et puis elle commence à décroître. Mais, si on applique une pression de confinement à un échantillon ayant déjà reçu un chargement de confinement, on peut voir une décroissance instantanée de la perméabilité. Ceci est clairement observé sur les boules sphériques de sel (Bérest et al. -2001).
Ces observations peuvent être expliquées par le fait que les échantillons reçus au laboratoire contiennent plus de microfissures que les échantillons précédemment confinés.
La compression isotrope permet alors de contrôler le niveau de désordre dans l'échantillon et la manière d'obtenir une cicatrisation. Cette dernière est logiquement irréversible puisqu'une réduction dans la valeur de la pression de confinement ou bien son annulation produit uniquement une petite croissance de perméabilité.
La perméabilité présente une partie réversible et une autre partie non réversible.
Pour Terra Teck* (1980) il est possible d'avoir un processus de cicatrisation où la perméabilité est réversible à long terme.
Bérest et al. (2001) ont montré que, durant les essais réalisés sur des boules sphériques de sel, au début de chaque essai, il y a une diminution de perméabilité durant plusieurs jours, la cicatrisation dépend de l'origine du matériau. En effet la cicatrisation du sel de Bokeloh (Allemagne) dure 10 jours alors que pour le sel des MDPA, la durée est de 3 jours uniquement.
Il est prouvé que le processus de cicatrisation initiale est observé toujours quand la pression de pore et de cavité sont égales (pas d'écoulement de saumure à travers l'échantillon) ceci confirme le fait que la cicatrisation est due plutôt à une forte contrainte de compression qu'à une cristallisation du sel à travers les chemins d'écoulements.
Stormont et Daemen (1992) ont montré que l'augmentation de la contrainte isotrope de la valeur 2,4 MPa à 4,5 MPa produit une réduction immédiate de la perméabilité au gaz d'environ 50% dans des échantillons de sel provenant du site souterrain du WIPP.
Sous une pression hydrostatique maintenue à une valeur de 14,5 MPa, la perméabilité diminue de plus de 4 ordres de grandeur pendant moins de 24 heures.
On peut conclure que la perméabilité diminue quand une contrainte isotrope est appliquée et/ou maintenue constante durant un certain temps. Les auteurs ont remarqué que l'écrouissage sous pression de confinement et que la compressibilité effective décroît au fur et à mesure de la cicatrisation de l'échantillon.

* Terra Teck a étudié la possibilité que le processus de cicatrisation soit réversible le long d'une longue période du temps.

Pour Peach (1991), les échantillons trempés dans la saumure présentent une baisse de perméabilité plus rapide que pour les autres cas.
Il est important de noter que la cicatrisation dépend du temps et de la valeur de la contrainte de confinement (Stormont et Daemen - 1992) et de la température.
Les roches de sel seront probablement soumises à une contrainte proche de la pression hydrostatique durant les temps géologiques, la cicatrisation des échantillons est donc plus représentative dans les conditions in-situ.

II.3.5 Effet d'une contrainte déviatorique sur le sel

Du point de vu purement mécanique, Guessous et al. (1988) ont montré que l'application d'un pré-chargement isotrope à un échantillon présente une grande influence sur le comportement mécanique de ce dernier puisque le phénomène d'écrouissage dans le sel dépend de l'histoire des mécanismes de chargement appliqués sur l'échantillon.

Quand un échantillon cylindrique a déjà subi l'état de chargement suivant : $\sigma_1 = 0, \quad \sigma_2 = \sigma_3 \prec 0$ (les compressions sont comptées négativement), ses caractéristiques élastiques (E, σ_{limite}) augmentent. Pour des fortes valeurs de ces contraintes σ_2 *et* σ_3, les caractéristiques élastiques commencent à décroître jusqu'à une valeur inférieure à celle trouvée pour un échantillon de contrôle; l'échantillon est alors endommagé.

Du point de vu hydromécanique, la contrainte déviatorique a une grande influence sur la valeur de la perméabilité. Elle permet l'étude de la variation de la perméabilité en fonction de la déformation.

Les premiers essais ont été réalisé par Lai (1971) mettant en évidence l'effet de la contrainte déviatorique. Ces essais, faits sur du sel de dôme, ont montré que la décroissance de la contrainte moyenne et l'augmentation de la contrainte déviatorique produisent une augmentation de la perméabilité.

Sur un échantillon précédemment cicatrisé, Sutherland et Cave (1980) ont constaté, pour une pression de confinement de 14 MPa à 20 MPa et pour un chargement déviatorique de plus de 40 MPa, une augmentation de la perméabilité.

Ensuite, Christopher et al. (1984) ont affirmé que les échantillons subissant une déformation de 8 à 15%, à une faible pression de confinement et suivant un taux de déformation de 3 10^{-5} s^{-1}, présentent une dilatance prononcée durant la phase de déformation (aucune dilatance supplémentaire ne se produit durant la phase de relaxation). Plus tard, Peach et al. (1987) ont trouvé que pour une valeur de pression de confinement inférieure à 5 MPa la perméabilité au gaz peut augmenter de plus de quatre ordres de grandeurs quand la déformation axiale augmente d'environ 10%. Donath et al. (1987) ont montré que la perméabilité à la saumure augmente de deux ordres de grandeurs dans le sel de dôme après une déformation axiale de 5% et sous une pression de confinement de 6 MPa. D'autres résultats ont été obtenus par Stormont et Daemen (1992) qui ont montré que plus la pression de confinement est faible plus tôt la dilatance est initiée et la courbe de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale a une pente plus raide. Récemment, durant les essais réalisés sur des boules sphériques creuses de sel, il a été observé que quand la pression dans la cavité centrale dépasse la pression de confinement appliquée à l'extérieur de la boule une légère augmentation de perméabilité peut être observée. D'après Bérest et al. (2001), il est difficile d'estimer précisément la valeur de la pression pour laquelle l'augmentation apparaît parce que le processus de cicatrisation est toujours actif dans les 8 ou 10 jours après le début du test.

D'après tous ces auteurs, on peut conclure qu'une contrainte déviatorique plus grande que le seuil de la dilatance irréversible produit l'apparition de microfissures et en conséquence l'augmentation de la perméabilité.
Une valeur de perméabilité grande indique une importante déformation volumétrique. Pour l'effet de la contrainte déviatorique sur la porosité dans le sel, on peut supposer qu'il y a un lien entre la porosité et la perméabilité. Par conséquent, les observations sur la porosité sont utiles.

II.3.6 Conclusion (pour le sel)

Le phénomène de cicatrisation existe dans le sel et a été mis en évidence par plusieurs auteurs, que ce soit en présence ou en absence de la saumure.

La cicatrisation peut être due à une déformation viscoplastique ou à une recristallisation en présence de saumure.
Sous une pression de confinement l'effet de la fermeture des fissures est immédiat et puis il progresse dans le temps pour aboutir à une cicatrisation. Cette dernière dépend aussi de l'histoire du mécanisme de chargement appliqué sur l'échantillon.
Selon la valeur de la contrainte déviatorique appliquée, on peut endommager l'échantillon davantage surtout si sa valeur dépasse le seuil de dilatance irréversible. En effet, à partir d'une certaine valeur, la contrainte déviatorique contribue à une augmentation de la perméabilité indiquant une nouvelle fissuration du matériau.
La fermeture et la cicatrisation sont directement liées à la diminution de la perméabilité.
La cicatrisation dans le sel a été démontrée, reste à vérifier l'existence de ce mécanisme pour les argiles raides et les argiles molles.

II.4 Cicatrisation de la roche argileuse

II.4.1 Introduction

Une des questions fondamentales que l'ingénieur cherche à résoudre est de savoir si on peut caractériser et quantifier le processus de cicatrisation à l'échelle du laboratoire ou in-situ. Pour répondre à ces interrogations un grand nombre d'essais a été réalisé en laboratoire souterrain et sur des échantillons afin de mieux comprendre le phénomène. Dans ce qui suit on donne un résumé de l'ensemble des essais qui ont été réalisés dans le cadre du projet **SELFRAC** et qui avaient pour but d'identifier et si possible de quantifier le processus de cicatrisation.

II.4.2 Observations in-situ de la cicatrisation

a. Argile de Mont Terri

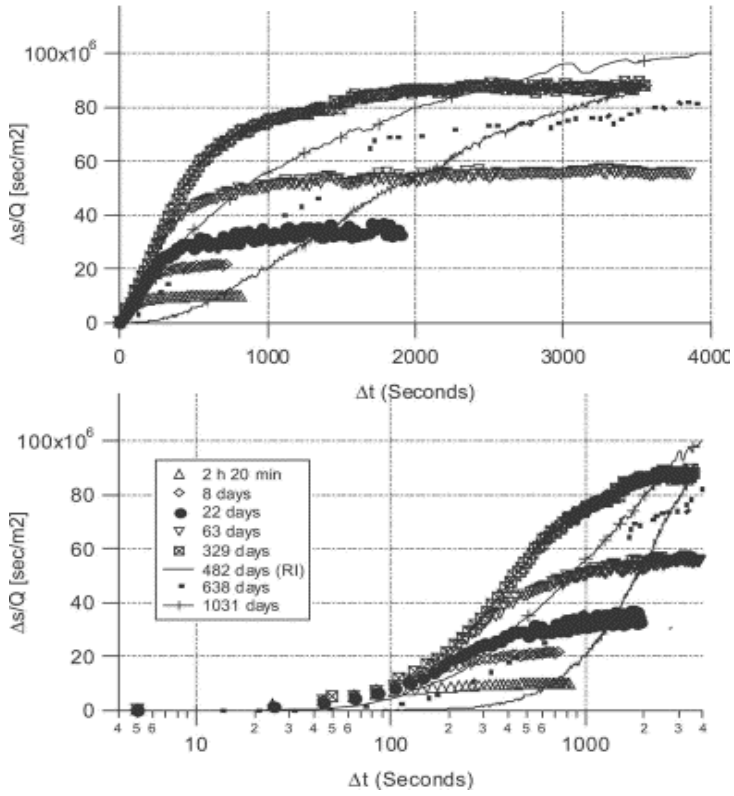
Plusieurs expériences sur l'argile à Opalinus ont été réalisées pour comprendre et analyser le processus de cicatrisation.

- *Cicatrisation dans la zone endommagée par excavation:* l'expérience a été exécutée dans deux sites différents (Meier et al. - 2002); le premier site contient une seule fissure s'étendant jusqu'à une profondeur de 0,7 m à partir du mur du tunnel et le deuxième site contient un réseau de fractures au niveau de la ZE. On a effectué un essai de perméabilité en forage dans une zone coupée par les fractures. Une chimie d'eau différente a été utilisée par site.
  Pour les deux sites, on observe une diminution de la perméabilité. Il y a une baisse de la transmissivité de presque un ordre de grandeur (de 10^{-8} m²/s à 10^{-9} m²/s) après une année pour le premier site et de 5 10^{-7} m²/s à 10^{-8} m²/s après 110 jours pour le second.

- *Cicatrisation d'une fracturation créée par gaz*: l'expérience a été réalisée à mi-hauteur du puit de forage BCS2 (lieu d'injection de la pression) au cours duquel on isole une partie du sondage. Le principe est d'accroître puis de baisser la pression qui est aux alentours de 10 MPa pendant un certain temps afin de provoquer une fracture dans la roche.
  Les observations hydrauliques ont été faites au niveau du puit de forage BCS1 équiper de packer système. Les observations mécaniques ont été faites au niveau des puits de forage BCS3 et BCS4 équipés chacun de 3 micromètres.
  La dépression ne produit pas une fermeture totale de la fracture, elle reste en partie ouverte. Avec le temps, la fracture se ferme continuellement pendant 5 mois.
  On peut souligner que la transmissivité de la fracture refermée dépend de la pression de fluide appliquée (Blümling - 2000). Pour une pression d'injection inférieure à 2 MPa, la transmissivité de la fracture « cicatrisée » est la même que la transmissivité de la roche intacte (5 10^{-13} m²/s). Tandis qu'une pression d'injection supérieure à 5 MPa produit une augmentation de la transmissivité de 2 10^{-8} m²/s (transmissivité d'une fracture ouverte).

- *Essai hydraulique de cicatrisation dans la ZE : réaction de la ZE suite à la re-saturation*
  On s'attendait à ce que le chargement mécanique soit de loin le plus efficace pour réduire la conductivité hydraulique de la ZE. Meier et al (2002) ont montré que la

cicatrisation des fractures peut se produire durant la re-saturation du tunnel (aucun chargement mécanique n'est appliqué sur les parois du tunnel). En effet, la transmissivité d'une simple fracture au fur et à mesure de la re-saturation avec de l'eau décroît de deux ordres de grandeurs en passant de 2 10^{-8} m^2/s à 9 10^{-10} m^2/s après 1031 jours suite (Figure II.1.1).
Le même type d'essai a été réalisé au niveau d'un réseau de fractures. On observe la décroissance de la transmissivité, après une période initiale de saturation, durant les deux années. A titre d'exemple la transmissivité a passé après 777 jours de 4 10^{-7} m^2/s à 2 10^{-9} m^2/s (Figure II.1.3).
Plusieurs tests hydrauliques réalisés confirment la fermeture des fissures au niveau de la ZE suite à la saturation.
Il semble que la saturation entraîne un gonflement au niveau des parois de la fracture ce qui conduit à la diminution de l'ouverture de la fissure et donc à la baisse de la valeur de sa transmissivité. Ce phénomène est bien un processus d'auto-fermeture des fissures.
A ce jour, rien ne prouve que la diminution de la transmissivité soit stoppée au niveau du laboratoire souterrain et personne ne peut savoir la valeur de la transmissivité finale qui pourrait éventuellement prendre la valeur de la transmissivité de l'argile saine.



Injection dans le trou creusé BEH-13

Injection dans le trou creusé BEH-15

Figure II.1 – Fermeture des fissures au niveau de la ZE: évolution en fonction du temps du taux d'écoulement normalisé par la valeur de la pression pour une fracture simple. Tiré de CH.Buehler et al. (2003)

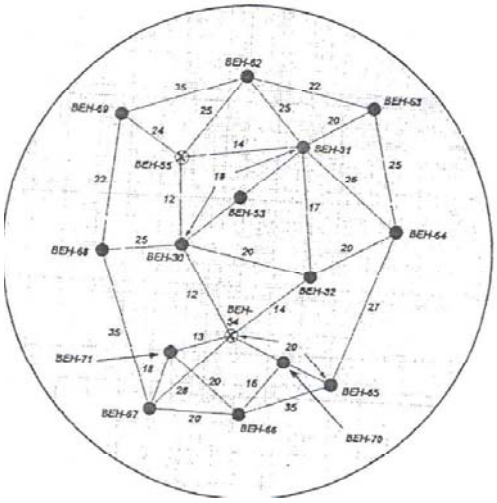


Figure II.2 - Présentation générale du site des testes avec un arrangement des trous creusés au dessus du litage. Tiré de CH.Buehler et al. (2003)

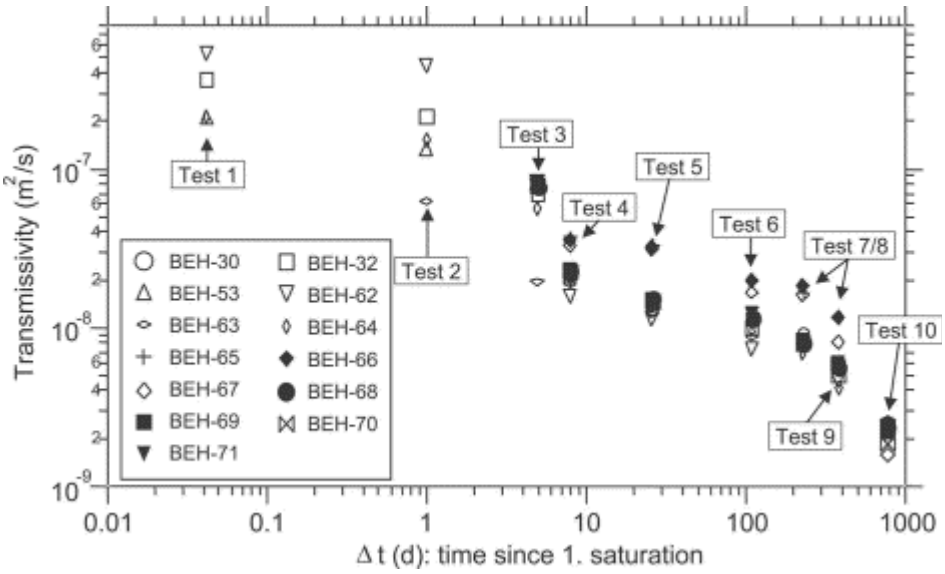
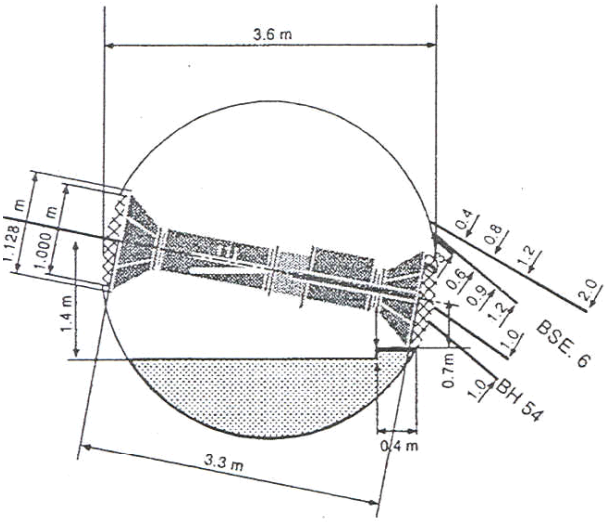


Figure II.3 - Fermeture des fissures au niveau de la ZE: évolution en fonction du temps de la transmissivité pour un réseau de fractures connectées. Tiré de CH.Buehler et al. (2003)

- ***Effet d'un chargement mécanique sur la cicatrisation :***



L'essai consiste à mesurer la réponse mécanique et hydraulique à un chargement appliqué par une plaque sur le mur du tunnel, voir Figure II.4. Cette plaque tend à reconstituer le chargement géostatique qui règne dans le milieu avant creusement.

Figure II.4 – Dispositif expérimental du système de chargement et des extensomètres. Tiré de CH.Buehler et al. (2003)

La durée de chargement a été de 4 mois et demi durant laquelle la valeur de chargement mécanique prend successivement la valeur de 1 MPa, 2 MPa, 3MPa et 4,8 MPa suivie d'une baisse du chargement d'une valeur 2 MPa. Les essais hydrauliques réalisés à la fin de chaque niveau de chargement montrent bien la relation entre le chargement appliqué et la valeur de la conductivité hydraulique mesurée. Cette dernière décroît au fur et à mesure de l'augmentation de la valeur du chargement mécanique appliqué. La transmissivité hydraulique baisse de deux ordres de grandeur mettant en évidence la fermeture des fissures (Figure II.5). Mais on ne peut rien dire jusqu'à présent sur la cicatrisation totale des fissures.

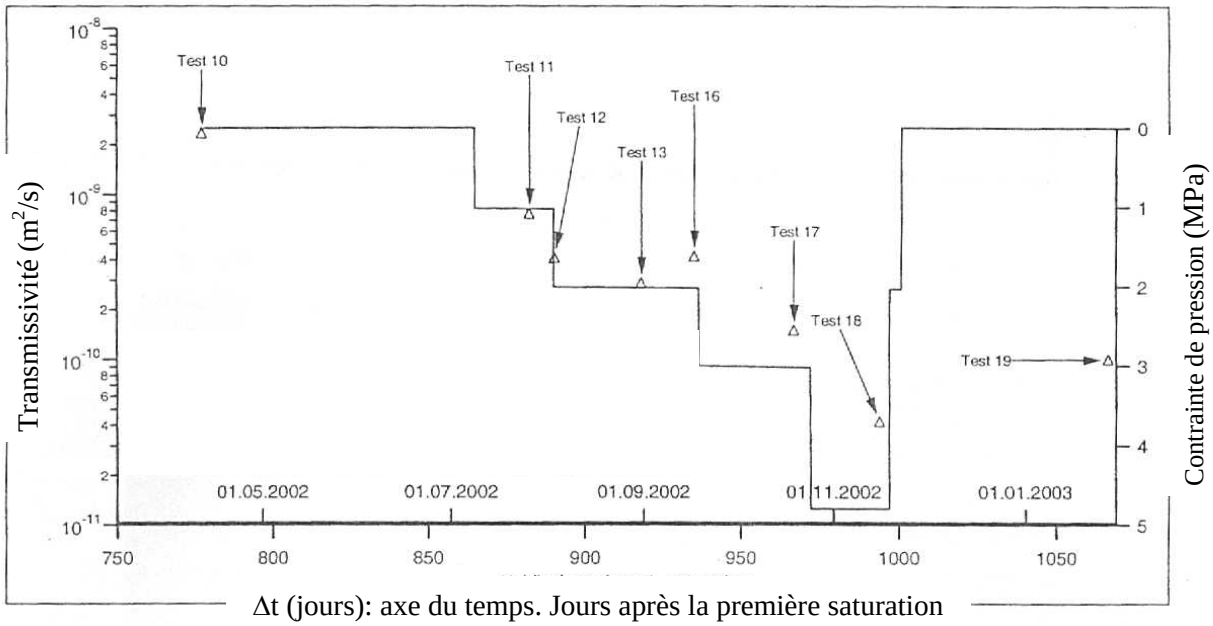


Figure II.5 – Résultats de l'essai hydraulique. Tiré de CH.Buehler et al. (2003)

Essai 10 : essai de cicatrisation (EH-Experiment)
Essais de 11 à 18 : expériences de SELFRAC

b. Argile de Mol

L'argile de Boom est envisagée comme une roche hôte pour le dépôt des déchets radioactifs en Belgique. Il est important de comprendre l'origine des fractures produites par excavation ou autre et le processus de cicatrisation.

Des mesures de conductivité hydraulique ont été réalisées autour du laboratoire HADES durant plusieurs années pour mieux comprendre et quantifier le processus de fermeture et de cicatrisation des fissures autour de la zone endommagée. Aucune variation significative de la conductivité hydraulique n'a été observée dans la ZE durant plusieurs années après la construction du laboratoire souterrain HADES. Ces résultats ont été confirmés par un essai in-situ. Ce dernier indique une conductivité hydraulique de valeur $1{,}4\ 10^{-12}$ m /s au niveau de la ZE. Cette valeur correspond parfaitement à la valeur de la conductivité de l'argile de Boom non endommagée (Chapitre III).

Ortiz et al (2001) ont mis en évidence, grâce à leur expérience MEGAS, une fermeture des fissures au niveau de la ZE. Le dépôt en profondeur des déchets radioactifs est généralement suivi de la formation d'une phase gazeuse. La pression de gaz peut excéder la valeur de la pression totale qui règne dans le milieu conduisant ainsi à une déformation mécanique de la roche et la création de chemins préférentiels pour la migration du gaz. Il a été mis en évidence que le gaz suit une direction perpendiculaire à la contrainte effective mineure. Ortiz et al (1997) et Rodwell (2000) ont montré le couplage entre les paramètres mécaniques et hydrauliques dans la formation de ces fractures par le gaz. Ces dernières se ferment suite à la baisse de la valeur de pression de gaz. Or, la fermeture des fissures provoque de nouveau l'augmentation de la valeur de la pression du gaz et le processus démarre de nouveau. La fermeture des fissures, pour l'argile de Boom, est totale suite à l'arrêt d'écoulement du gaz, on peut même parler de la production du phénomène de cicatrisation. Les propriétés hydrauliques et mécaniques initiales ont été retrouvées et l'argile est restaurée.

Le principe de l'essai consiste à créer des chemins préférentiels dans l'argile, une pression de gaz de 0,3 MPa en plus de la pression de pore, qui règne dans le milieu, a été appliquée. Ces chemins préférentiels créés ont été maintenus ouverts durant une année en appliquant un taux d'écoulement constant de gaz de valeur $2{,}1\ 10^{-2}$ ml s^{-1}. Quarante jours après l'arrêt d'injection de gaz, une étude sur l'écoulement d'une eau enrichie en tritium a été menée pour savoir si les chemins préférentiels du gaz étaient fermés ou non. Une cicatrisation efficace a été mise en évidence.

L'effet de cicatrisation et de fermeture des fissures pour l'argile de Boom a été aussi observé suite à des campagnes de forages (Bernier et al. - 2003). Les essais sur ces forages ont été fait dans le laboratoire souterrain.

- Il a été noté que l'argile se ferme spontanément au voisinage du revêtement ; la conductivité hydraulique à ce niveau est proche de celle qui règne dans le milieu.
- Les trous percés dans l'argile se ferment complètement ; cependant, au niveau des zones cicatrisées, on note une augmentation de la teneur en eau.



Figure II.6 – Pénétration de l'argile de Boom à l'intérieur du tube creux. Tiré du Delivrable 1 (2001)



Figure II.7 – trou carotté pour servir à injection de plâtre. L'injection n'a pas réussit et le trou s'est fermé autour du plâtre. Tiré du Delivrable 1 (2001)

- Si le revêtement est en partie ouvert au niveau du trou, l'argile coule à l'intérieur du trou. Sa teneur en eau est plus grande que celle de l'argile saine.
- Une ouverture créée suite à l'excavation se ferme habituellement durant la phase de perte d'eau consécutive à l'accroissement de pression probablement par gonflement ou déformation plastique. La perméabilité retrouve sa valeur initiale mais la discontinuité demeure visible (ce phénomène a été observé au cours des essais menés au laboratoire LMS et G3S, voir Chapitre III). En revanche, quand l'indice de plasticité augmente, suite à une augmentation du volume, la fermeture de la fissure est plus facile. Dans ce cas la discontinuité ne peut pas être détectée à l'œil nu.

Durant la perte d'eau consécutive à l'accroissement de pression, la fermeture des fissures se produit progressivement. Les mesures piézométriques indiquent que les fractures ouvertes s'arrêtent à un niveau de 1m de profondeur autour du mur du tunnel. La ventilation bloque le phénomène de cicatrisation. Les fissures ainsi ouvertes sont des lieux favorables pour les phénomènes d'oxydation. Mais cette dernière reste superficielle et limitée aux parois du tunnel.

Après la fermeture de la galerie de stockage l'argile va de nouveau se saturer. Ceci favorisera le déclenchement du processus de cicatrisation. Il est à noter que la température a un effet positif sur la cicatrisation.

II.4.3 Observations de la cicatrisation au laboratoire

Quelques essais de cicatrisation sur des échantillons provenant du site de Mont Terri ont été conduits avec l'application d'une pression de confinement variant entre 10 et 20 MPa. De l'eau chargée avec des sulfates a été injectée dans une fracture artificielle. En second lieu, la même expérience a été réalisée en injectant de l'eau chargée avec des carbonates. Pour le premier essai la fracture s'est fermée sous le phénomène de gonflement tandis que pour le second essai la fracture et les micro-fissures se sont fermées par cristallisation de la calcite (Blümling - 2001).

Pour l'argile à opalinus, les essais confirment la présence d'une fermeture partielle des fissures créées. Cette fermeture est apparemment due au gonflement de l'argile. La consolidation n'a presque pas d'effet sur l'évolution des fractures.

Différentes séries d'essais sous contraintes isotropes et triaxiales ont été réalisées pour caractériser la fermeture et la cicatrisation des fissures tout en se basant sur la valeur de la perméabilité mesurée.

En ce qui concerne les essais qu'on a déjà réalisés, dans le cadre de cette thèse, au laboratoire LMS et G3S, on a utilisé plusieurs types d'échantillons à savoir :

- échantillons sains comme référence pour mesurer la perméabilité initiale et décrire le comportement sous différents types de chargement.
- échantillons fracturés par une surpression hydrostatique
- échantillons fracturés par choc (coup de marteau) ou par effet de carottage.

II.4.4 Les mécanismes de cicatrisation dans la roche argileuse

Les essais pour lesquels la cicatrisation est la plus manifeste sont ceux qui mettent en jeu un accroissement des contraintes appliquées, spécialement quand ce dernier engendre des déformations plastiques.
Pour quelques types d'argiles, tels que l'argile molle présentant une grande aptitude à gonfler ou argile sous-consolidée, il est difficile de distinguer entre l'effet de la contrainte et l'effet du gonflement sur la cicatrisation de la fracture.
Toutes les roches argileuses présentent une aptitude au gonflement mais tous les minéraux argileux ne sont pas susceptibles de gonfler, généralement ce sont les minéraux du groupe des smectites qui présentent cette propriété.
Les roches sur-consolidées ont un faible pourcentage de smectite, donc une rapide cicatrisation contrôlée par le gonflement ne peut pas être observée.
Il y a d'autres processus qui permettent au gonflement d'être efficace à long terme tel que la dégradation des minéraux argileux non gonflants comme l'illite ou la chlorite qui donnent de la smectite durant la consolidation.

D'autres mécanismes sont plus complexes. Les fractures nouvellement développées peuvent être occupées par des matériaux de remplissage ayant une aptitude à précipiter à partir des solutions s'écoulant à travers les fissures. Ce mécanisme est fonction de la chimie, de la vitesse, de la pression, de la température des solutions et de nombreux autres paramètres (Gudersen - 2002).

D'autres processus physiques et géo-chimiques influencent possiblement les propriétés de confinement.

Pour l'argile molle la cicatrisation peut être expliquée surtout par les deux premiers mécanismes (gonflement et état sous-consolidé). Les autres sont importants pour les roches argileuses sur-consolidées.

Il a été prouvé qu'une proportion minimale de minéraux gonflants est suffisante pour générer une modification significative de l'hydrodynamique et des propriétés mécaniques des surfaces de roches en contact avec de l'eau libre.

II.4.5 Conclusion (pour l'argile)

Une cicatrisation parfaite peut être prévue dans les formations argileuses sous une certaines profondeur dépendant du champ des contrainte, de la géométrie des discontinuités, des propriétés mécaniques du matériau, de la minéralogie et des propriétés géochimique des discontinuités.
Cependant, il est parfois difficile de décrire le futur scénario de cicatrisation. Plusieurs expériences accentuent la possibilité d'avoir un processus de cicatrisation partielle par confinement.
Plusieurs des mécanismes favorisant la cicatrisation dépendent du temps.
Dans l'expérience MEGAS EC, quelques preuves de cicatrisation ont été observées autour du laboratoire souterrain HADES. Dans cette expérience, la migration des gaz dans la roche hôte a été étudiée (voir partie II.4.2 – b). On peut observer une

restauration des propriétés initiales de la roche après une fracture par le gaz (Ortiz et al. -1995).

II.5 Synthèse

La cicatrisation signifie la capacité de la formation hôte à effacer les discontinuités créées, conduisant à un oubli de l'état endommagé pendant cicatrisation.

Dans la littérature il y a des observations simples qui indiquent la présence d'une cicatrisation partielle ou parfaite. Absence d'infiltration visible dans un milieu souterrain ouvert ou distribution homogène de la conductivité hydraulique.

La cicatrisation dépend de plusieurs paramètres comme le temps, la valeur de la contrainte isotrope, la valeur de la contrainte déviatorique, la composition minéralogique du matériau, la température, et plusieurs autres paramètres. Tous ces paramètres influencent selon des degrés différents le processus de cicatrisation.

Cette série d'observations faites au laboratoire et in-situ sera complétée par d'autres essais faits par la suite et qui auront pour but de mettre l'accent sur l'effet des contraintes appliquées sur les propriétés hydrauliques des fissures, leur fermeture et leur cicatrisation s'il y a lieu.

On peut conclure qu'il existe trois domaines de contraintes :

- *domaine en dessus du seuil de rupture* : il correspond à la résistance maximale de la roche. L'écoulement de l'eau prend place au niveau des discontinuités ayant une perméabilité anisotrope.
  Apparemment, on ne peut pas avoir une cicatrisation des fractures dans ce domaine de contrainte.

- *domaine ayant des contraintes comprises entre le seuil d'endommagement et le seuil de rupture* : l'écoulement du fluide se fait dans les micro-fissures créées qui sont orientés selon la direction des contraintes maximales.

- *Domaine en dessous du seuil d'endommagement* : la roche est mécaniquement intacte.

Chapitre III

Étude Expérimentale de la Cicatrisation des Fractures dans des Roches Argileuses

ARGILE DE BOOM & ARGILE A OPALINUS

III.1 Préparation des essais

Pour mettre en évidence et comprendre le processus de cicatrisation dans l'argile de Mol et du Mont Terri, une série d'essai a été réalisée au laboratoire G3S et LMS. En premier lieu on détermine la perméabilité initiale des roches prélevées supposées intactes. Ceci nous permet d'avoir un ordre de grandeur bien défini et donne la possibilité de comparer les résultats des essais au laboratoire et in situ. Ces essais sont effectués par la méthode du pulse test ou par mesure du débit en régime permanent.
Par la suite on étudiera l'effet de la contrainte de confinement et de la contrainte déviatorique sur la cicatrisation d'un échantillon pré-endommagé. Cela se fait par des mesures de perméabilité pour chaque état de chargement et en fonction du temps.
On enchaîne avec des mesures en traction simple pour vérifier la reconstitution de la cohésion de la roche argileuse déjà cicatrisée.
Dans ce qui suit, on donne une idée générale de la préparation des essais au laboratoire et des difficultés rencontrées.

III.1.1 Réception des échantillons et conditionnement

Les séries d'échantillons testés dans le cadre de cette étude ont été prélevées à partir de carottes provenant de sondages ou à partir de blocs d'argile retirés lors du creusement du tunnel à une profondeur environ de 230 mètres, dans des formations argileuses de deux sites différents. Cette profondeur correspond au milieu de la couche d'argile de Boom (argile plastique). Les échantillons d'argile du Mont Terri (argile raide) ont été retirés à une profondeur variant entre 230 m et 300 m. de l'argile. A ce niveau la contrainte verticale totale est de l'ordre de 4,5 MPa à 4,8 MPa et la pression interstitielle

est d'environ 2 MPa. Des essais d'humectation-dessiccation réalisés sur ces deux roches ont montré que ces dernières étaient saturées à l'état naturel. Les blocs d'argiles ont été, ensuite, emballés sous vide dans du papier aluminium puis entreposés dans la chambre frigorifique Viessmann k60/125 du laboratoire LMS où règne une température adéquate contrôlée de 8°C.

III.1.2 Préparations des éprouvettes

On a noté une grande difficulté pour carotter les échantillons, la roche étant très friable. Différentes techniques ont été utilisées (par exemple utilisation d'une carotteuse, de scie, …). Les éprouvettes utilisées pour ce type d'expérience sont cylindriques, de diamètre variable selon la nature de l'essai (voir Tableau n°1). Le refroidissement, lors du découpage, est assuré à l'air libre, aucun liquide de lubrification n'est utilisé, ceci afin d'éviter toute perturbation pouvant modifier les caractéristiques initiales des éprouvettes et affecter les mesures de la perméabilité. Les éprouvettes sont par la suite conditionnées dans un emballage de papier aluminium et de paraffine, puis réintroduites dans la chambre frigorifique pour être conservées avant le début des essais.
Malgré les nombreuses précautions prises pour éviter une dé-saturation lors du carottage ou lors de la conservation de l'échantillon, il est inévitable qu'une dé-saturation ait lieu au niveau de la surface des échantillons, c'est pourquoi on est amené à re-saturer, à chaque fois, l'échantillon avant de commencer l'essai.

Type de l'essai	Essai perméabilité initiale	Essai confinement	Essai déviatorique	Essai traction
Diamètre (mm)	36	50	50	60
Hauteur (mm)	72	100	100	120

Tableau III.1 – Les différentes dimensions des éprouvettes utilisées pour réaliser les essais.

Il est intéressant de noter que l'argile de Mol et l'argile du Mont Terri présentent plusieurs couches de stratification sédimentaire. On les considère désormais comme des matériaux poreux, homogènes et isotropes, mais on effectuera, tout de même, les essais selon deux directions : c'est à dire parallèlement et perpendiculairement à la stratification.

L'argile de Mol présente une aspect assez humide et souvent plus plastiques et « mécaniquement moins résistants » que l'argile de Boom qui a été étudiée dans le passé dans la thèse de Rousset. Cette différence de comportement est due au fait que l'argile de Mol présente un aspect hétérogène.

III.1.3 Préparation du fluide d'injection

La mesure de perméabilité à l'eau est préférée à celle au gaz puisque l'utilisation de ce dernier implique un calcul par la théorie du milieu non saturé, ce qui complique évidemment l'interprétation.

La perméabilité et la teneur en eau de l'argile sont trop faibles pour qu'on puisse en extraire une quantité relativement importante d'eau, c'est pourquoi on utilisera de l'eau en équilibre physico-chimique ou de l'eau distillée.
L'utilisation d'une eau en équilibre physico-chimique avec celle demeurant dans le matériau s'impose afin d'éviter les réactions chimiques susceptibles de modifier les propriétés de la roche surtout lorsqu'on est amené à réaliser des essais de longue durée.

La procédure de préparation de cette eau est celle habituellement suivie au LMS & G3S, elle consiste à mélanger de l'eau distillée et de l'argile broyée (500 g d'argile pour 1 litre d'eau). Ce mélange est remué régulièrement pendant plusieurs jours puis filtré plusieurs fois avec des filtres en papier «Joseph» jusqu'à l'obtention d'un fluide clarifié sans dépôt. Pour éviter des phénomènes d'oxydation des pyrites, le mélange est préparé sous vide. L'équilibre est supposé atteint après environ un mois.

III.1.4 Méthode de re-saturation

Il est indispensable de saturer l'éprouvette avant le début de l'essai, en effet la présence d'une petite quantité d'air à l'intérieur de l'éprouvette provoque des modifications possibles substantielles de la circulation d'eau et de la compressibilité du fluide contenu dans la roche.
Pour assurer une saturation parfaite de l'échantillon, on réalise le vide dans la cellule durant une heure (le vide est fait avec l'éprouvette en place. En effet, vu les diamètres de pores et la perméabilité, la dé-saturation locale par évaporation est négligeable pendant une telle période. En contrepartie on s'affranchit du risque d'obtenir un milieu biphasique liquide/gaz, aussi que du risque d'oxydation par présence d'oxygène de l'air). Puis, on injecte l'eau préparée par la face supérieure de l'éprouvette à la pression hydrostatique qui règne à la profondeur de prélèvement de l'échantillon.
Cette phase préliminaire de re-saturation dure entre 10 et 30 jours pour les essais réalisés dans les laboratoires G3S et LMS.

III.2 Mesure de la perméabilité initiale des roches argileuses

III.2.1 Méthode de mesure de la perméabilité

- *Méthode en régime permanent « mesure du débit continu »* : Cette méthode est utilisée pour la mesure de perméabilité relativement supérieure à 10^{-19} m². Pour réaliser la mesure en débit continue on impose tout le long de l'essai une pression de fluide constante sur l'une des deux extrémités de l'éprouvette (la pression d'injection du fluide est mesurée à l'aide d'un capteur de pression), puis on mesure la quantité (volume ou masse) du fluide qui sort de l'éprouvette (voir III.2.9). La formule générale est la suivante $k = \frac{Q \cdot \mu \cdot h}{\Delta P \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \rho}$

  Q : débit traversant l'éprouvette [kg/s]
  ρ : masse volumique [kg/m^3]
  μ : viscosité dynamique de l'eau [Pa.s]
  r : rayon de l'éprouvette [m]
  ΔP : différence de pression entre les deux extrémités de l'éprouvette [Pa]
  h : hauteur de l'éprouvette

- *Méthode en régime transitoire « Pulse Test »* : Selon la nature des roches et leurs origines, la valeur de la perméabilité peut varier considérablement; elle atteint dans certains cas des valeurs très petites de l'ordre de 10^{-21} m² voire 10^{-22} m² pour des roches telles que le sel gemme, l'argile et le granite sain.
  Ce type de roche est dit imperméable. La détermination de la perméabilité de ces roches est très délicate à mettre en œuvre et présente plusieurs difficultés expérimentales à l'échelle du laboratoire, en effet la quantité d'eau susceptible de traverser l'échantillon est extrêmement faible et il est difficile de mesurer son débit de manière fiable.

Pour surmonter ces difficultés de mesure de perméabilité rencontrées pour les roches granitiques, Brace et al. (1968) ont proposé une technique de mesure se fondant sur le principe de diffusion de la pression hydraulique. Cette méthode est nommée «pulse test». Cette dernière ne nécessite pas la mesure de la pression interstitielle, ni du débit à travers l'échantillon. On ne fait que mesurer la pression d'un fluide dans un réservoir et elle a l'avantage de permettre de réaliser l'essai dans un temps relativement court. Hsieh et al. (1981) ont étendu le domaine d'application de cette méthode à des roches sédimentaires (roches argileuses). Plus récemment Krantz et al. (1990) ont développé une autre méthode appelée «méthode oscillatoire» qui se fonde aussi sur la théorie de la diffusion d'une pression appliquée périodique.

On détaillera dans ce qui suit la méthode du «pulse test» que l'on utilisera pour mesurer la perméabilité de nos échantillons d'argiles (argile de Boom et argile raide)

III.2.2 Difficultés à franchir

Afin de bien réussir l'essai, il est à noter que l'application de la méthode «pulse test» nécessite la prise en compte de plusieurs points.
Les essais nécessitent un équipement spécifique qui permette des mesures précises des valeurs recherchées (pressions et variations de volume) pendant la période d'essai.
En plus, il est fondamental de réduire au mieux le rapport entre la compressibilité du réservoir et le coefficient d'emmagasinement de la roche (voir partie III.2.4). D'après Neuzil (1981) la valeur optimale de ce rapport est comprise entre 0.03 et 3.
Ajoutant à cela, la variation de la température qui peut se produire durant l'essai et qui provoque, par conséquent, la variation de la pression. Ceci est lié à la dilatation du liquide, non négligeable vu l'utilisation de très petits volumes de fluide. A titre indicatif, une variation thermique d'un degré Celsius produit une variation de pression de 1 MPa pour un fluide contenue dans un réservoir très raide (Malinsky et al. - 2002).
Une autre difficulté est la re-saturation de l'échantillon, malgré toutes les précautions prises pour conserver les échantillons à leur état naturel saturé, ceux-ci peuvent être légèrement dé-saturés, or une faible quantité d'air contenu modifie très sensiblement la compressibilité de l'eau. Il est donc nécessaire de s'assurer de la parfaite saturation de l'échantillon au début de chaque essai hydro-mécanique (voir partie III.2.8) .

III.2.3 Principe de l'essai

Le principe de ce test consiste à placer un échantillon cylindrique dans une cellule triaxiale. Cet échantillon est placé sous l'effet de la contrainte de compression axiale de valeur absolue σ_0 et de la pression de confinement P_{conf} ; lorsque la pression P_{conf} est homogène à l'intérieur de l'échantillon, on impose sur l'une ou les deux extrémités de l'éprouvette une variation instantanée de pression provenant d'une masse de gaz ou d'eau contenue dans un réservoir peu déformable. Les essais pulse à faible pression de confinement sont réalisés par injection sur un seul côté de l'éprouvette, le gradient hydraulique est donc plus important que si l'injection se faisait des deux côtés à la fois. Il y a ainsi une décroissance rapide de la pression d'injection et donc une mesure plus fine de la perméabilité. Tandis que les essais pulse sous fort confinement sont réalisés par injection de deux côtés aussitôt après le chargement mécanique. La pression du réservoir décroît au fur et à mesure de la pénétration de la masse fluide dans l'échantillon.

Pour interpréter l'essai on utilise deux modèles : celui de la loi de Darcy et celui de la poro-élasticité de la roche. Coste et Bounenni (1999) indiquent qu'il est nécessaire

de déterminer le comportement des argilites pour s'assurer d'avoir un comportement poro-élastique linéaire sur le trajet de chargement choisi durant l'essai pulse.
Une des hypothèses nécessaire pour mener le calcul est d'estimer que l'écoulement est régi par la loi de Darcy.
Connaissant les caractéristiques du fluide et la compressibilité du réservoir, on peut calculer la perméabilité de l'éprouvette. Elle est déterminée à partir de la courbe de variation de pression dans le réservoir en fonction du temps (p = f (t)) donnée par le « pulse test ».
Cet essai pulse permet, en plus, de trouver la valeur du coefficient d'emmagasinement de la roche et ainsi le coefficient de Biot b et le module de Biot M, à partir des modules de compressibilité drainé et non drainé (voir partie III.2.6).
Cette détermination se fait en comparant la courbe expérimentale p = f (t) à des abaques établis à partir de simulations numériques. L'établissement de ces abaques repose sur des hypothèses relatives au comportement de la roche et à ses propriétés physiques, citées plus haut. Une autre façon de trouver la perméabilité est la résolution analytique de l'équation de diffusion, c'est cette méthode qui sera utilisée et détaillée par la suite.

III.2.4 Dispositif expérimental

Ci-dessous une figure illustrant le schéma d'un dispositif expérimental pour le « pulse test » dans la direction axiale (Figure III.1).
Le dispositif expérimental utilise :

- *une presse* de grande rigidité à asservissement numérique Teststar.
- *une cellule tri-axiale haute pression* : cette cellule permet de réaliser des essais sur des éprouvettes de 36 mm de diamètre. Elle est composée de 5 parties : l'embase, le piston, la traverse, le corps de la cellule et le système d'application de la contrainte axiale. Vue la faible perméabilité que l'on mesure, l'embase et le piston ont été conçus de façon à minimiser le plus possible l'emmagasinement du réservoir. En effet, l'emmagasinement du réservoir joue un rôle important dans la précision sur la mesure de la perméabilité.
- *un contrôleur de pression/volume* GDS, il permet de contrôler et d'enregistrer la pression et le volume d'eau au cours de la re-saturation de l'échantillon et de la détermination de la compressibilité du réservoir.
- *deux circuits de mesures* permettant l'exécution de l'essai pulse au niveau des extrémités inférieure et supérieure de l'échantillon.

Les pulses tests réalisés dans le laboratoire G3S sont faits en utilisant un seul circuit de mesure sur l'extrémité supérieure de l'échantillon. Avant l'essai, on réalise la mesure de la compressibilité des circuits. La mesure de pression est nécessaire pendant tout l'essai.

Le circuit est constitué de (Figure III.1) :

- *deux talons poreux* placés de part et d'autre de l'éprouvette permettant la diffusion du fluide d'injection. Ces talons sont spécialement conçus afin de minimiser la compressibilité des circuits de mesure.
- *deux capteurs de pression* placés au niveau des tuyauteries. Il est bien évident que l'utilisation de capteurs de pression miniatures intégrés dans l'embase et le piston permettrait une meilleure

estimation de la pression, malheureusement ce type de capteur n'a pas été conçu pour nos essais.

- *un réservoir d'injection*, il comprend les tuyaux fins en acier dont le volume constitue une partie du réservoir, le reste du volume du réservoir correspond au volume des pores dans le talon poreux. L'emmagasinement du réservoir appelé aussi compressibilité du réservoir (voir III.2.8) peut être déterminé expérimentalement en utilisant le contrôleur de volume/pression GDS.

III.2.5 Procédure de mesure de la perméabilité par l'essai « pulse test »

Durant l'essai pulse, le chargement mécanique demeure constant. Ce chargement peut être soit une contrainte isotrope, soit une contrainte déviatorique axiale avec un confinement latéral. Pour cette étude les essais sont réalisés sous contrainte isotrope.

Pour se rapprocher au mieux des conditions in-situ, nous appliquons une pression de confinement de 4,5 MPa. La pression d'injection est de 2 MPa.
Une valeur de pression d'injection plus petite que celle de la pression de confinement est choisie afin d'assurer l'étanchéité de la surface latérale de l'éprouvette.

La procédure de mesure est la suivante :

- maintenir le chargement mécanique constant durant l'essai
- s'assurer qu'il n'y a pas d'air dans le réservoir en ouvrant le robinet A
- maintenir les robinets A, B et C fermés et assurer une pression du fluide dans le GDS.
- ouvrir le robinet B et vérifier que la pression affichée par l'injecteur GDS correspond bien à la pression d'injection désirée.
- ouvrir le robinet C et fermer le robinet B

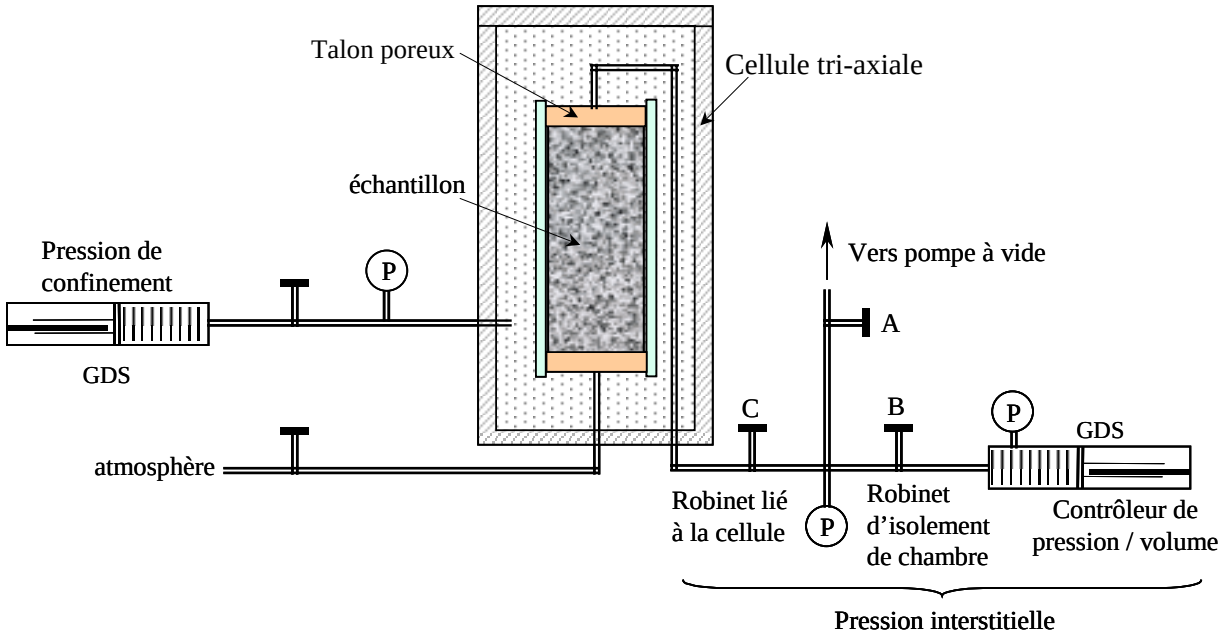


Figure III.1 – Schéma du dispositif de mesure de perméabilité par la méthode transitoire « Essai pulse » avec injection par la seule face supérieure.

III.2.6 Résolution analytique

Dans ce qui suit, on présente les hypothèses utilisées et on détaille le calcul analytique pour la détermination de la perméabilité.

a. Hypothèses faites pour l'interprétation des essais pulses

Pour déterminer la perméabilité d'échantillons de granite de Westerly, Brace et al. (1968) ont considéré les hypothèses d'un écoulement unidimensionnel, d'un emmagasinement spécifique de la roche négligeable et d'une variation de contrainte totale nulle. Dans ce cas, la technique du pulse test est appliquée avec succès puisque l'hypothèse d'un emmagasinement spécifique négligeable est justifiée dans le cas de roches cristallines comme le granite. Or cette hypothèse est généralement non vérifiée dans le cas des roches telles que les argilites puisqu'il s'agit d'un milieu poreux (Hsieh et al. - 1981). Le coefficient d'emmagasinement spécifique d'une roche, au même titre que les paramètres poro-élastiques, est un paramètre important pour caractériser les propriétés hydromécaniques de celle-ci.
Hsieh et al. (1981) ont présenté une solution analytique de l'évolution de la pression au niveau des deux réservoirs (réservoir inférieur et réservoir supérieur) après un saut de pression, adaptée aux roches ayant un emmagasinement non négligeable et en considérant constante la compressibilité du réservoir .
Su et Bounenni (1998) ont comparé la solution analytique trouvée par Hsieh et al. (1981) et la solution numérique trouvée par l'utilisation du logiciel «ANTHYC» ; ils ont trouvé que, dans le cas où la compressibilité du réservoir notée Sr est une constante, dans la configuration de mesure axiale, les deux solutions analytique et numérique sont identiques. Quand Sr est une fonction non linéaire de la pression du réservoir, le calcul numérique est plus avantageux.
En résumé, les hypothèses utilisées pour interpréter les essais sont :

- le comportement des argilites est poro-élastique linéaire
- l'écoulement vérifie la loi de Darcy

Pour résoudre analytiquement le problème, on considère constante la compressibilité du réservoir Sr.

b. Résolution analytique

Les milieux poreux saturés sont considérés comme des milieux continus ouverts qui peuvent échanger du fluide avec l'extérieur. Quelle que soit l'échelle considérée, l'espace poreux relatif à une même partie du squelette n'aura pas le même contenu en fluide avant et après déformation, du fait du mouvement différentiel du fluide saturant par rapport au squelette.
Les équations d'état élastique du milieu poreux sont décrites par Coussy (1991), qui détaille la façon de les obtenir à partir du premier et du second principe de la thermodynamique.

On présente ici la loi de comportement couplée reliant la pression et la contrainte à l'apport de masse fluide et à la déformation :

- l'équation d'état poro-élastique en contrainte:

$$\Delta\underline{\underline{\sigma}} = \left(K_0 - \frac{2}{3}G\right) tr\underline{\underline{\varepsilon}}\ \underline{\underline{1}} + 2\,G\,\underline{\underline{\varepsilon}} - b\,M\,\frac{m}{\rho_0^{fl}}\,\underline{\underline{1}} \qquad \text{(III.1)}$$

La dérivée par rapport au temps de trace de cette expression générale peut s'écrire sous la forme :

$$\frac{\partial tr\underline{\underline{\sigma}}}{\partial t} = 3\,K_0\,\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} - 3\,b\,M\,\frac{\partial\left(m/\rho_0^{fl}\right)}{\partial t}$$

avec :

M : module de Biot [MPa]
G : module élastique de cisaillement [MPa]
K : module d'incompressibilité non drainé [MPa]
K_0 : module d'incompressibilité drainé [MPa]
b : coefficient de Biot
$\Delta\underline{\underline{\sigma}}$: variation du tenseur des contraintes par rapport à l'état initial précontraint [MPa]
ρ_0^{fl} : masse volumique du fluide interstitiel [kg/m^3]
m : apport de masse fluide par unité de volume [kg/m^3]
$\underline{\underline{\varepsilon}}$: tenseur des déformations
ε_v : déformation volumique [$tr\underline{\underline{\varepsilon}}$]

- l'équation d'état poro-élastique pour la pression de fluide:

$$\Delta P = M\left(-b\,tr\underline{\underline{\varepsilon}} + \frac{m}{\rho_0^{fl}}\right) \quad \text{(III.2)}$$

$$\frac{\partial P}{\partial t} = M\left(-b\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + \frac{\partial\left(m/\rho_0^{fl}\right)}{\partial t}\right) \quad \text{(III.3)}$$

En utilisant la relation de Biot: $K_0 = K - b^2M$ (III.4)

L'équation (III.1) peut s'écrire sous la forme :

$$\Delta\underline{\underline{\sigma}} = \left(K_0 - \frac{2}{3}G - M\,b^2\right) tr\underline{\underline{\varepsilon}}\,\underline{\underline{1}} + 2\,G\,\underline{\underline{\varepsilon}} - b\,\Delta P\,\underline{\underline{1}} \quad \text{(III.5)}$$

L'équation de conservation de la masse totale :

$$\frac{\partial m}{\partial t} = -div\left(\rho_0^{fl}\,\underline{U}\right) \quad \text{(III.6)}$$

et l'équation d'écoulement de Darcy: $\underline{U} = -\underline{\underline{K}}_h\left(\underline{grad}P + \rho_0^{fl}\,\underline{g}\right)$ (III.7)

Conduisent à exprimer l'évolution de l'apport de masse fluide m en fonction du temps :

$$\frac{1}{\rho_0^{fl}}\frac{\partial m}{\partial t} = -div\left(\underline{\underline{K}}_h\,\underline{grad}P + \rho_0^{fl}\,\underline{g}\right) \quad \text{(III.9)}$$

L'équation de diffusion hydraulique d'un matériau poreux saturé isotrope et ayant un comportement poro-élastique linéaire en transformations infinitésimales s'écrit alors sous la forme:

$$\frac{1}{M}\frac{\partial P}{\partial t} + b\frac{\partial tr\underline{\underline{\varepsilon}}}{\partial t} = K_h \nabla^2 P \qquad \text{(III.10)}$$

avec : $K_h = \dfrac{k}{\mu_{fl}}$

K_h : tenseur de conductivité hydraulique [m²/Pa.s]

$\underline{U}$: vecteur vitesse de filtration de Darcy [m/s]

ρ_0^{fl} : masse volumique du fluide [kg/m³]

$\nabla^2 P$: laplacien de la pression du fluide [Pa/m²]

μ_{fl} : viscosité dynamique de l'eau [Pa.s] (à t =20°c, μ =1,005 10^{-3} Pa.s)

si on utilise l'équation (III.5), l'équation (III.10) peut se mettre sous la forme :

$$\frac{K}{K_0 M}\frac{\partial P}{\partial t} + \frac{b}{K_0}\frac{\partial tr\underline{\underline{\sigma}}}{\partial t} = K_h \cdot \nabla^2 P \qquad \text{(III.11)}$$

Quand il n'y a pas de variation de contrainte totale, ce qui est le cas du «pulse test» et en considérant un écoulement uni-dimensionnel selon un axe, l'équation poro-élastique de diffusion se simplifie sous la forme suivante:

$$\frac{\partial P}{\partial t} - K_h \frac{K_0 M}{K}\frac{\partial^2 P}{\partial x^2} = 0 \qquad \text{(III.12)}$$

Soit : $D_h = K_h \dfrac{K_0 M}{K}$ (III.13) $\Rightarrow$ $D_h = \dfrac{K_h}{C_s}$ (III.14)

Avec $C_s = \dfrac{K}{K_0 M}$: coefficient d'emmagasinement spécifique de la roche.

Ce coefficient, qui donne le volume de fluide à injecter dans un volume unitaire de roche pour augmenter la pression d'une unité, s'écrit à l'aide des paramètres poro-élastiques K, K_0 et M

C_s peut s'écrire autrement en introduisant la compressibilité du fluide saturant et la raideur du matériau poreux ; en effet, le coefficient de Biot b est relié au module d'incompressibilité drainé K_0 et au module d'incompressibilité des grains K_s par la relation

$$b = 1 - \frac{K_0}{K_s} \qquad \text{(III.15)}$$

le module de Biot M du milieu poreux est relié au module d'incompressibilité du solide K_s ainsi qu'à celui du fluide K_{fl}

$$\frac{1}{M} = \frac{b-\phi_0}{K_s} + \frac{\phi_0}{K_{fl}} \qquad \text{(III.16)}$$

en introduisant l'équation (III.15) et (III.16) dans l'expression de C_s , on obtient :

$$C_s = \phi_0\left(\frac{1}{K_{fl}} + \frac{1}{\phi_0 K_0} - \frac{1-\phi_0}{\phi_0}\frac{1}{K_s}\right) \qquad \text{(III.17)}$$

D'après cette équation on peut remarquer que plus le matériau est raide (les valeurs K_s et K_0 sont grandes) plus l'emmagasinement de la roche sera faible.

➢ **Conditions initiales**

A l'état initial l'échantillon est soumis à une condition de contrainte σ_0 et à une pression interstitielle P_0. La pression dans le réservoir P_r est égale à la pression d'injection d'eau. Hsieh et al. partent d'une pression initiale P_0 nulle et résolvent l'équation de décroissance de pression en considérant une compressibilité de réservoir constante. Or, il est préférable, pour éviter toute perte de saturation, d'appliquer une pression interstitielle non nulle, dans notre cas nous avons appliqué une pression de l'ordre de $P_0 = 0{,}2$ MPa.

$$P(x, \quad t=0) \quad = \quad P_0 \qquad x \in]0, h] \tag{III.18}$$

P_s [MPa] : pression fluide dans le réservoir supérieur

P_i [MPa] : pression fluide dans le réservoir inférieur

ΔP [MPa] : amplitude du saut de pression instantané

Une fois l'échantillon saturé en équilibre, on réalise un saut instantané de pression, ΔP, au niveau du réservoir supérieur.

➢ **Conditions aux limites**

Les conditions aux limites traduisant la diffusion de la pression lors d'un essai pulse, sont déterminées en se fondant sur le principe de conservation de la masse entre les deux extrémités de l'échantillon et le réservoir correspondant

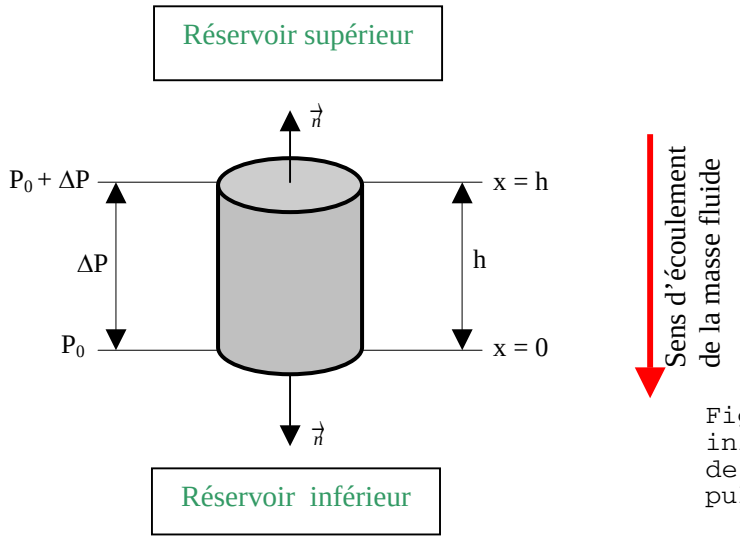


Figure III.2 – Conditions initiales et sens de transfert de masse fluide pour un essai pulse.

Pour les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette, la pression du liquide est égale à celle régnant dans le réservoir correspondant.

$$P(0, \quad t>0) \quad = \quad P_i(t) \tag{III.20}$$

$$P(h, \quad t>0) \quad = \quad P_s(t) \tag{III.21}$$

Dans ce qui suit on compte négativement la quantité de fluide entrant dans l'échantillon et positivement la quantité du fluide sortant de l'échantillon (ainsi, on compte

négativement le fluide qui sort du réservoir pour entrer dans l'échantillon, et positivement le fluide qui sort de l'échantillon pour entrer dans le réservoir).
En se reportant à la définition de la vitesse d'écoulement de Darcy qui dit que la vitesse d'écoulement d'un fluide à travers un matériau poreux est le volume de fluide traversant une unité de surface par unité de temps, on obtient :

- *Pour la face supérieure:*

$$\frac{\partial V_{fl}}{\partial t}(h,t) = -\pi r^2 \frac{k}{\mu_{fl}} \frac{\partial P}{\partial x}\Big|_{x=h} \qquad \text{(III.22)}$$

avec : $\frac{\partial V_{fl}}{\partial t}$ - volume entrant dans l'échantillon.

- *Pour la face inférieure:*

$$\frac{\partial V_{fl}}{\partial t}(0,t) = \pi r^2 \frac{k}{\mu_{fl}} \frac{\partial P}{\partial x}\Big|_{x=0} \qquad \text{(III.23)}$$

La variation de pression fluide au niveau du réservoir par unité de temps est :

- *Pour la face supérieure:*

$$\frac{\partial V_{fl}}{\partial t}(h,t) = \frac{V_{res}}{K_{fl}} \frac{\partial P_s}{\partial t} \qquad \text{(III.24)}$$

V_{res} [m³] : volume du réservoir supérieur équivalent (dans ce cas on considère que le réservoir est incompressible, sa compressibilité est prise en compte par un V_{res} plus grand que le volume réel)

- *Pour la face inférieure:*

$$\frac{\partial V_{fl}}{\partial t}(0,t) = \frac{V_{rei}}{K_{fl}} \frac{\partial P_i}{\partial t} \qquad \text{(III.25)}$$

V_{rei} [m³] : volume du réservoir inférieur équivalent.
Le principe de la conservation de la masse fluide au niveau des interfaces échantillons/réservoir se traduit par :

- Pour l'interface échantillon/réservoir supérieur

$$-\pi r^2 \frac{K_h}{\mu_{fl}} \frac{\partial P}{\partial x}\Big|_{x=h} = \frac{V_{res}}{K_{fl}} \frac{\partial P_s}{\partial t} \Rightarrow \frac{\partial P}{\partial x}\Big|_{x=h} = -\frac{S_s}{\pi r^2 K_h} \frac{\partial P_s}{\partial t} \qquad \text{(III.26)}$$

S_s [m³.Pa⁻¹] : emmagasinement du réservoir supérieur ou amont.

- Pour l'interface échantillon/réservoir inférieur

$$\pi r^2 \frac{K_h}{\mu_{fl}} \frac{\partial P}{\partial x}\Big|_{x=0} = -\frac{V_{rei}}{K_{fl}} \frac{\partial P_i}{\partial t} \Rightarrow \frac{\partial P}{\partial x}\Big|_{x=0} = -\frac{S_i}{\pi r^2 K_h} \frac{\partial P_i}{\partial t} \qquad \text{(III.27)}$$

S_i [m³.Pa⁻¹] : emmagasinement du réservoir inférieur ou aval.

c. Solution analytique

Hsieh et al. (1981) ont résolu analytiquement l'équation de diffusion hydraulique (III.12) et ceci en appliquant la transformée de Laplace au système d'équations donné par les conditions initiales (III.18) et (III.19) et par les conditions limites (III.20), (III.21), (III.26) et (III.27).
On donne ici la solution adimensionnelle de l'évolution de la pression au niveau de deux réservoirs (inférieur et le supérieur) trouvée par ces auteurs.

Au niveau du réservoir supérieur *(III.28)*

$$\frac{P_s(\alpha)-P_0}{\Delta P} = \frac{1}{1+\beta+\gamma} + 2\sum_{m=1}^{\infty} \frac{\exp(-\alpha\phi_m^2)\ (\beta+\gamma^2\phi_m^2/\beta)}{\left[\gamma^2\phi_m^4/\beta^2+(\gamma^2\beta+\gamma^2+\gamma+\beta)\phi_m^2/\beta+(\beta^2+\gamma\beta+\beta)\right]}$$

Au niveau du réservoir inférieur *(III.29)*

$$\frac{P_i(\alpha)-P_0}{\Delta P} = \frac{1}{1+\beta+\gamma} + 2\sum_{m=1}^{\infty} \frac{\exp\left(-\alpha\phi_m^2\right)\left(\beta-\gamma^2\phi_m^2/\beta\right)}{\left[\gamma^2\phi_m^4/\beta^2+\left(\gamma^2\beta+\gamma^2+\gamma+\beta\right)\phi_m^2/\beta+\left(\beta^2+\gamma\beta+\beta\right)\right]\cos\phi_m}$$

avec α : variable adimensionnelle faisant intervenir le coefficient de conductivité hydraulique, le temps, la hauteur de l'échantillon et le coefficient d'emmagasinement spécifique de la roche.

$$\alpha = \frac{K_h\ t}{h^2\ C_s} \qquad \text{(III.30)}$$

β : paramètre adimensionnel faisant intervenir le rapport entre l'emmagasinement de l'échantillon et l'emmagasinement du réservoir supérieur.

$$\beta = \frac{C_s\ A\ h}{S_s} \qquad \text{(III.31)}$$

A : surface transversale de l'éprouvette [m²]

γ : paramètre adimensionnel, rapport entre l'emmagasinement du réservoir inférieur et celui du réservoir supérieur.

$$\gamma = \frac{S_i}{S_s} \qquad \text{(III.32)}$$

S_i et S_s peuvent être déterminés expérimentalement en injectant un certain volume de fluide dans le réservoir mis successivement en relation avec chacune des deux faces et mesurant par la suite la nouvelle valeur de la pression hydraulique

$$S_i = \frac{\Delta V_i}{\Delta P_i} \qquad \text{(III.33)} \qquad S_s = \frac{\Delta V_s}{\Delta P_s} \qquad \text{(III.34)}$$

ϕ_m représentent les solutions de l'équation $tg\phi = \dfrac{(1+\gamma)\ \phi}{(\gamma\phi^2/\beta)-\beta}$ (III.35)

β et γ sont les paramètres déjà définis précédemment.

d. Solution pour un cas limite

Il est intéressant d'examiner la solution analytique générale pour des cas particuliers de données.
On s'intéresse au cas particulier dans lequel on fait tendre γ vers l'infini. Ce choix suppose que le volume du réservoir inférieur est grand par rapport au volume du réservoir supérieur et donc que la variation de pression au niveau du réservoir inférieur est négligeable. Cette idée peut être exprimée autrement en disant qu'on applique une variation de pression uniquement au niveau du réservoir supérieur.
Ceci nous permet d'écrire la nouvelle condition limite pour le réservoir inférieur

$$P(x=0, \quad t>0) \quad = \quad 0 \qquad \text{(III.36)}$$

La forme de la solution adimensionnelle a été déjà trouvée par Carslaw et Jaeger (1959) et Hsieh et al. (1981). Cette solution pour le réservoir supérieur est:

$$\frac{P_s(\alpha)-P_0}{\Delta P} \quad = \quad 2\sum_{m=1}^{\infty}\frac{\exp\left(-\alpha\phi_m^2\right)}{\left[\phi_m^2/\beta+\beta+1\right]} \qquad \text{(III.37)}$$

où les ϕ_m sont les solutions de l'équation $\quad \phi\, tg\phi \quad = \quad \beta \qquad$ (III.38)

III.2.7 Variation thermique

Durant un essai pulse, la pression ne cesse de varier suite à des fluctuations thermiques d'origine extérieure.

Une variation de température ΔT engendre dans le réservoir une pression $\Delta P = \frac{\alpha}{\beta}\,\Delta T$ où $\beta = \frac{\Delta V}{V\,\Delta P} = \frac{S}{V}$ et α est approximativement le coefficient de dilatation de l'eau, α = 4.10^{-4} °C^{-1} environ.

Pour éviter ces variations de température, la cellule est placée dans une chambre isolée soumise à une température constante.

L'enregistrement de la température de la cellule montre que ses variations durant l'essai sont réduites et sans effet sur les variations de la pression.

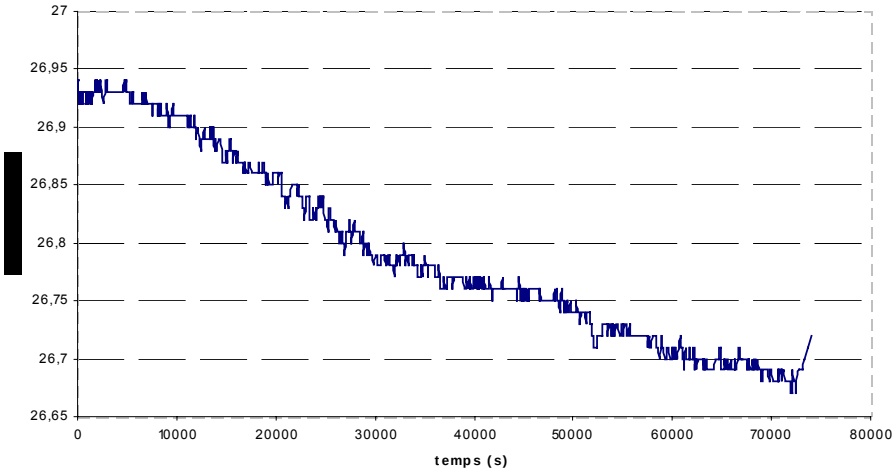


Figure III.3 – Courbe de variation de la température en fonction du temps.

III.2.8 Compressibilité du réservoir

La masse fluide pénétrant dans l'échantillon ne correspond pas forcément à la masse fluide injectée par le système. En effet, il faut tenir compte de la compressibilité du réservoir (valeur non négligeable)

La compressibilité du réservoir, appelée aussi le coefficient d'emmagasinement du réservoir, joue beaucoup sur la précision dans les mesures par pulse test. En effet, plus l'emmagasinement est faible plus la pression du réservoir est sensible à la pénétration du fluide dans l'éprouvette, les résultats affichés par le contrôleur de volume/pression GDS sont alors plus significatifs.

Diminuer la compressibilité du réservoir revient en d'autre terme à réduire la longueur des tuyaux constituant le réservoir.

Comment mesurer le coefficient d'emmagasinement ?

Le coefficient d'emmagasinement est déterminé en assurant un trajet de charge-décharge de la pression d'injection entre 0,2 et 2 MPa pendant un temps relativement court afin d'éviter que le liquide ait le temps de pénétrer dans l'échantillon.
L'évolution du volume et de la pression d'injection du GDS sont enregistrées au cours de cette opération.
On présente dans ce qui suit un exemple de résultat obtenu suite à un cycle de charge-décharge en pression d'injection de durée réduite d'environ 30 secondes.

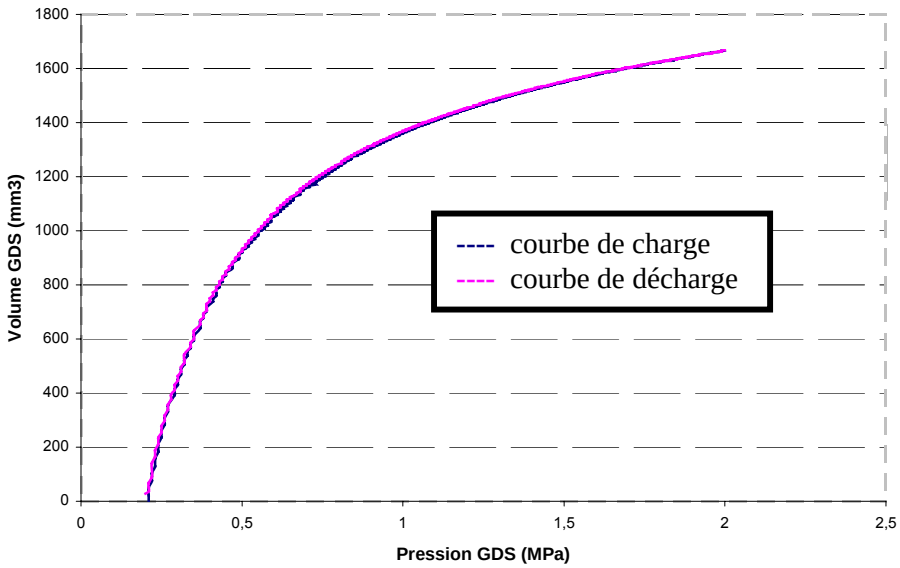


Figure III.4 – Courbe de variation du volume du GDS en fonction de la pression pendant une phase de charge – décharge dans le réservoir.

On observe que les courbes de charge-décharge sont presque identiques mais que la relation volume - pression est fortement non linéaire.

Pour mesurer le coefficient d'emmagasinement, on procède en trois étapes. Pour cela il faut se référer à la Figure III.1:

a- mesurer le coefficient d'emmagasinement de la partie située en amont du robinet d'isolement de la chambre.
b- mesurer le coefficient d'emmagasinement du circuit global.
c- déduire le coefficient d'emmagasinement du réservoir par différence entre la valeur trouvée pour l'emmagasinement global et la valeur de l'emmagasinement de la partie située en amont du robinet de la chambre.

D'après les études réalisées précédemment par Bounenni (2002) au sein du laboratoire LMS-G3S, la compressibilité du réservoir varie d'un essai à un autre en effet il y a toujours inévitablement un peu d'air qui se piège à l'intérieur du système dont la quantité varie d'un essai à l'autre malgré toutes les précautions prises pendant le montage et donc pour chaque essai on a déterminé le coefficient d'emmagasinement.

III.2.9 Interprétation des résultats

L'injecteur GDS nous permet d'obtenir une courbe de variation de pression en fonction du temps. Moyennant un calcul adapté sur MATLAB et l'utilisation de certaines hypothèses sur l'écoulement, on est capable de déterminer la perméabilité de l'éprouvette en comparant la courbe théorique donnée par le logiciel MATLAB et les courbes expérimentales données pour différentes valeurs de perméabilité. La courbe expérimentale qui approche, au mieux, la courbe théorique donne la valeur de la perméabilité de l'argile (voir par la suite le détail).

Il est à remarquer que lorsque la hauteur de l'éprouvette est petite devant son diamètre, la contrainte moyenne n'est pas homogène dans l'éprouvette. Dans ce cas la solution analytique, qui considère le fait que la contrainte moyenne est homogène dans toute l'éprouvette, peut aboutir à une erreur d'un facteur trois sur la valeur de la perméabilité (Adachi et Detournay - 2001). On peut appliquer la méthode analytique pour l'interprétation des essais puisque les éprouvettes utilisées présentent un élancement de 2.

Les essais pulses ont été réalisés sur deux types d'argiles : argile du Mont Terri (Suisse) et argile de Mol (Belgique). Ces deux types d'argiles peuvent présenter une anisotropie entre les directions verticale et horizontale. On cherche, dans ce qui suit, à comparer les deux cas d'essais :

- un essai réalisé parallèlement à la stratification
- un essai réalisé perpendiculairement à la stratification



Echantillon perpendiculaire à la stratification

Echantillon parallèle à la stratification

Figure III.5 – Types d'échantillons utilisés pour la réalisation des essais.

a. Explication de la méthode de traitement des pulse tests

On présente dans ce qui suit l'algorithme de calcul réalisé sous MATLAB pour le traitement des pulse tests. On propose d'établir des abaques de la pression adimensionnelle $\frac{P_s(\alpha)-P_0}{\Delta P}$, au niveau du réservoir supérieur, en fonction du logarithme du temps adimensionnel $\alpha\,\beta^2$.

<u>*Données du problème*</u> : pour la géométrie la hauteur h, le rayon r du cylindre. On connaît les constantes caractérisant le matériau (module d'Young E, coefficient de Biot b, le module de Biot M), et pour le fluide sa viscosité μ_{fl}.

On impose la variation initiale de la pression entre réservoir supérieur et inférieur ΔP, en réponse la variation de volume ΔV_s est déterminée expérimentalement et on mesure simultanément la perte de pression au cours du temps.

On peut calculer ainsi les paramètres suivants :

La compressibilité de l'échantillon : $C_s = \frac{b^2}{K_0} + \frac{1}{M}$

$$K_0 = \frac{E}{3\,(1-2\,\mu_{fl})}$$

La compressibilité du réservoir : $S_s = \frac{\Delta V_s}{\Delta P_s}$

La valeur de β : $\beta = \frac{C_s\,A\,h}{S_s}$

Courbe théorique : pour la valeur de β trouvée, on peut tracer la courbe théorique de l'évolution de la pression adimensionnelle théorique en fonction du logarithme du temps adimensionnels $\alpha\,\beta^2$, en considérant une plage d'abscisse de 10^{-6} à 10^4 pour $\alpha\,\beta^2$ et en utilisant l'équation III.37 suivante : $\frac{P_s(\alpha)-P_0}{\Delta P} = 2\sum_{m=1}^{\infty}\frac{\exp\left(-\alpha\phi_m^2\right)}{\left[\phi_m^2/\beta+\beta+1\right]}$

Pour cela, on est amené à résoudre l'équation $\phi\,\mathrm{tg}\phi = \beta$ et donc à déterminer les racines de la fonction $f = \phi\,\mathrm{tg}\phi - \beta = 0$.

Courbes expérimentales : connaissant la mesure de la perte de pression en fonction du temps, on cherche la meilleure valeur de perméabilité *K*, liée au paramètre α par la relation $\alpha = \frac{\mathrm{k}\,t}{h^2\,\mu_{\mathrm{fl}}\,C_s}$. Ainsi, on peut tracer les courbes expérimentales de l'évolution de la pression adimensionnelle théorique en fonction du logarithme du temps adimensionnel $\alpha\,\beta^2$ en considérant la même plage d'abscisse que précédemment.

Détermination de la valeur de la perméabilité : la détermination de la perméabilité passe par la superposition des courbes expérimentales sur la courbe théorique. On essaye, en faisant varier la valeur de perméabilité, d'approcher au mieux cette dernière.
Lorsque la superposition d'une courbe expérimentale avec la courbe théorique coïncide, on prend la valeur de la perméabilité de la courbe expérimentale et on la considère comme étant la valeur de la perméabilité initiale de l'échantillon.

Résultats pour l'argile de Mont Terri

Ci dessous on présente les courbes expérimentales et théoriques de perméabilité pour chaque type d'essai.

- ***Perméabilité donnée par la modélisation***

  - ***Echantillon perpendiculaire à la stratification***

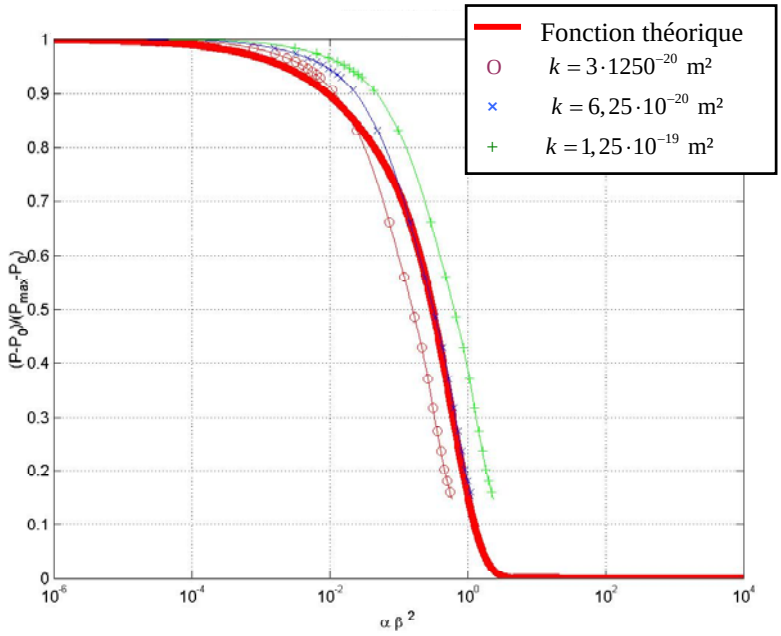


Figure III.6 – Argile de Mont Terri
pulse test n°1 : essai ⊥ à la stratification.

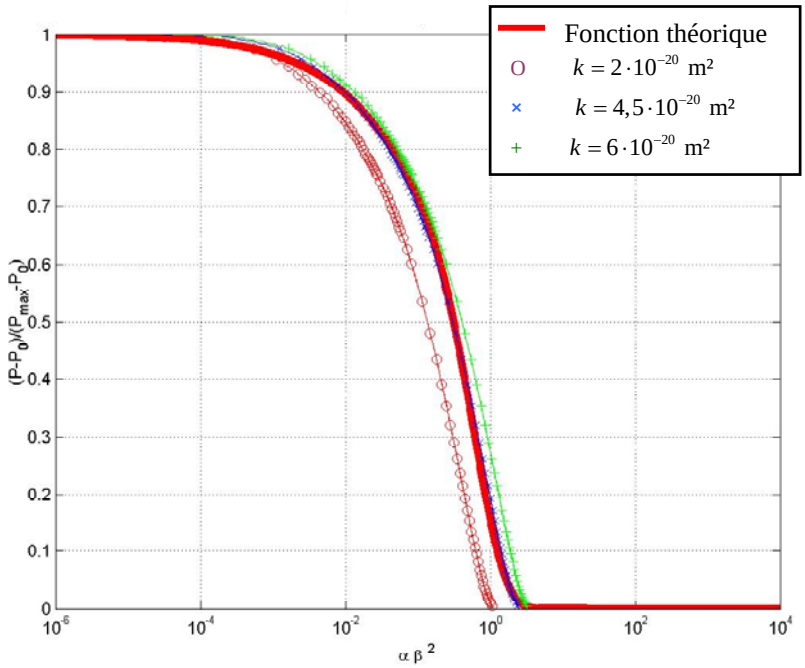


Figure III.7 – Argile de Mont Terri
pulse test n°2 : essai ⊥ à la stratification.

- ***Echantillon parallèle à la stratification***

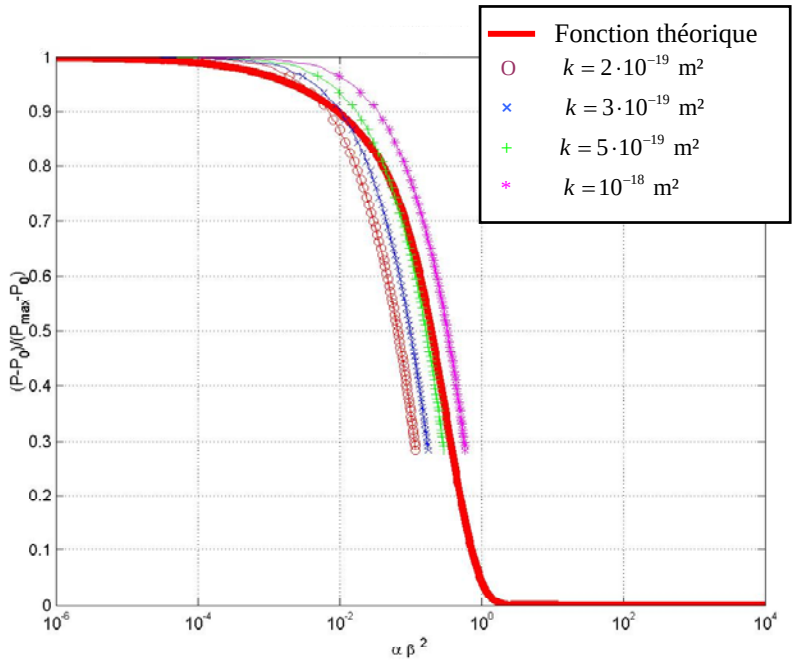


Figure III.8 – Argile de Mont Terri
pulse test n°3 : essai // à la stratification.

D'après ces courbes on peut déduire que l'argile de Mont Terri présente une très faible perméabilité variant entre 4,5 10^{-20} m² et 6,25 10^{-20} m² pour des essais perpendiculaires à la stratification et une valeur de l'ordre de 5 10^{-19} pour des essais parallèles à la stratification.

En revanche on remarque, que la courbe théorique n'est pas totalement confondue avec les courbes expérimentales surtout au début de l'essai ceci peut être expliqué par le fait que les mesures expérimentales sont très difficiles à ce niveau (la surface de l'échantillon peut être endommagée) ce qui engendre parfois une non coïncidence des résultats expérimentaux et théorique. Il faut donc regarder un peu plus loin la courbe pour pouvoir tirer des conclusions sur la valeur exacte de perméabilité.

- ***Détermination de la perméabilité par mesure du débit continu***

Sur le même échantillon utilisé pour l'essai n°3, on mesure en fonction du temps le débit injecté de manière continue à l'aide d'un débitmètre. Cette méthode nous permet de calculer la perméabilité et de comparer la nouvelle valeur à celle déjà trouvée avec le pulse test (voir III.2.1). La pression d'injection est de 2 MPa et l'essai dure presque deux jours.

Les résultats de l'essai sont présentés sur la figure III.9.

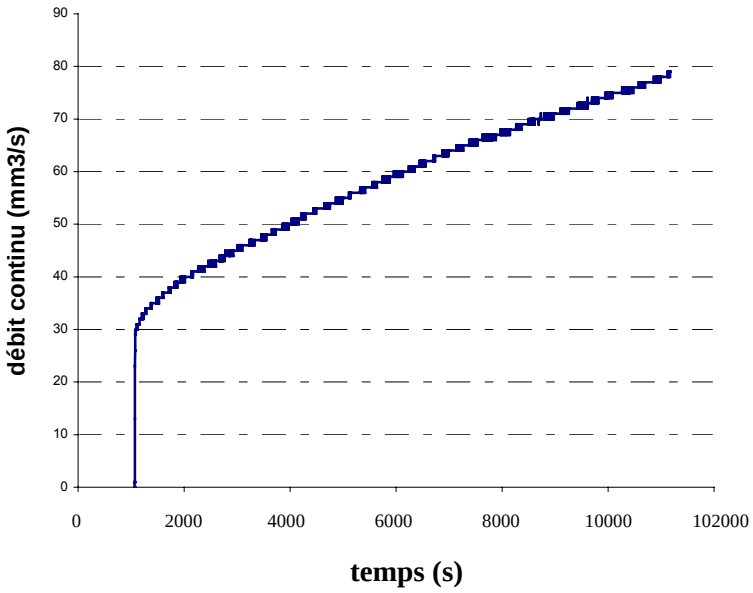


Figure III.9 – Argile du Mont Terri
Essai n°4: Mesure en débit continu.
Echantillon // à la stratification.

La valeur de la perméabilité est déterminée en appliquant la loi de Darcy. Or, le gradient hydraulique varie tout le long de l'essai, par conséquent la loi de Darcy ne peut être appliquée qu'incrémentalement (pendant un intervalle de temps dt).

Pendant un intervalle dt on peut écrire :

$$\frac{\partial V_{fl}}{\partial t}(h,t) = -\pi \cdot r^2 \frac{k}{\mu_{fl}} \frac{\partial P}{\partial x}\Big|_{x=h}$$

avec: $\frac{dV_{fl}}{dt}$: débit continu en m^3/s

$\pi \cdot r^2$: aire de l'éprouvette

La valeur de la perméabilité trouvée par application de la loi de Darcy est de l'ordre de $1{,}5\ 10^{-19}$ m². Ce résultat nous permet de conclure que la perméabilité de l'argile de Mont Terri varie entre $1{,}5\ 10^{-19}$ m² et $5\ 10^{-19}$ m² pour des essais parallèles à la stratification. La différence de la valeur trouvée entre les deux mesures de perméabilité faites sur le même échantillon d'argile (Figure III.8 et Figure III.9) peut être due à deux phénomènes :

- dans l'essai pulse on utilise beaucoup plus d'hypothèses pour calculer la perméabilité que dans le cas de la loi de Darcy.
- L'essai par débit continu a été réalisé après l'essai pulse. Donc l'échantillon est plus confiné qu'au début de l'essai. La perméabilité trouvée s'approche le mieux de la perméabilité réelle et elle est bien sûre plus faible.

b. Résultats pour l'argile de Mol

Pour l'argile de Mol, on a réalisé un essai en régime permanent et un essai de pulse sur deux échantillons de 36 mm de diamètre et de 72 mm de hauteur.

D'après les résultats obtenus sur les deux éprouvettes, l'argile de Mol présente une très faible perméabilité variant entre 2 10^{-19} m² pour l'essai en débit continu et de 4 10^{-19} m² pour l'essai pulse. Cette différence de valeur de perméabilité faible, mais quand même importante pour le cas de notre étude, vient du fait que l'essai pulse teste à été réalisé en premier lieu et donc forcément l'échantillon a déjà subit une première consolidation.

On présente dans ce qui suit le premier essai de mesure en débit hydraulique continu et puis le deuxième essai de mesure de perméabilité en utilisant la méthode du pulse test.

- ***Détermination de la perméabilité par mesure du débit continu***

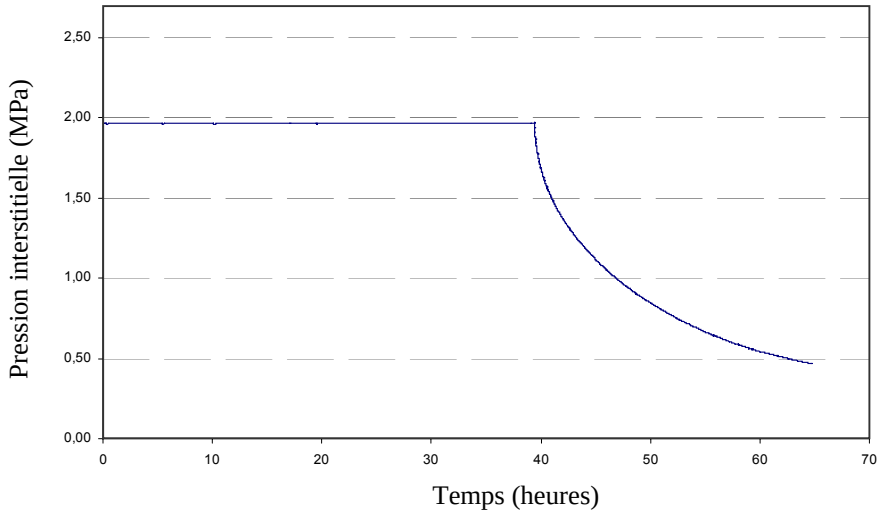


Figure III.10 – Argile de Mol
Essai n° 1 : Présentation de la variation de la pression interstitielle en fonction du temps.

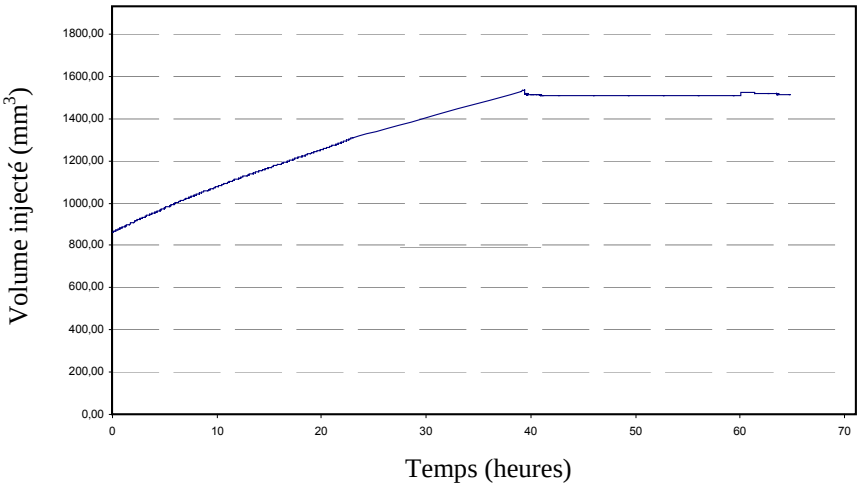


Figure III.11 – Argile de Mol
Essai n°1 : Présentation du volume injecté en fonction du temps.

- ***Perméabilité donnée par la modélisation***

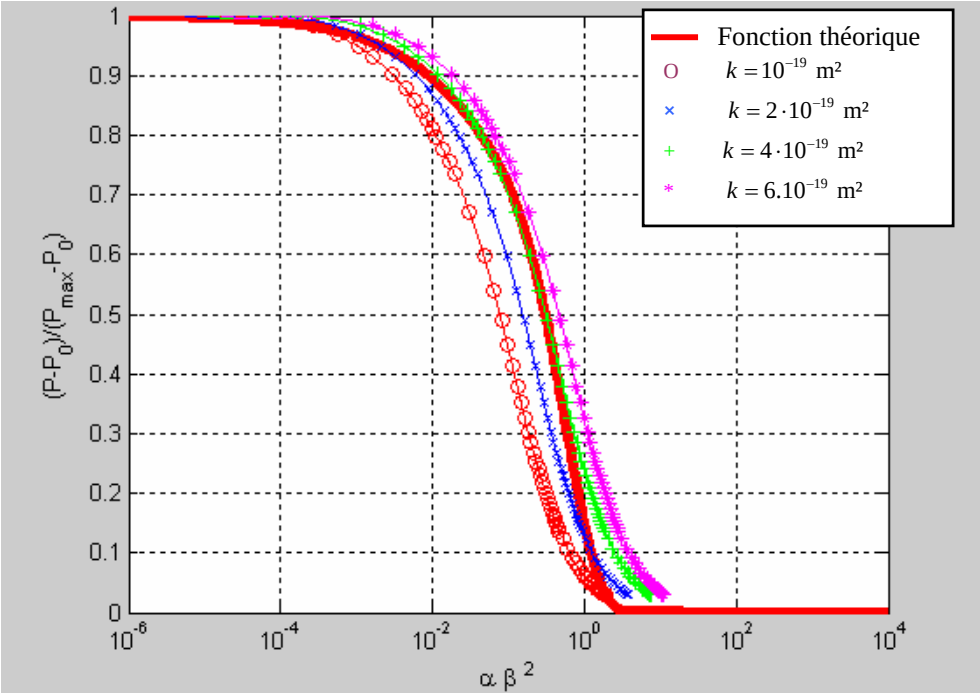


Figure III.12 - Argile de Mol
Essai n°2 : Essai Pulse

III.2.10 Conclusion

D'après ces courbes on peut déduire que l'argile du Mont Terri présente une très faible perméabilité variant entre 6,25 10^{-20} m² et 4,5 10^{-20} m² pour des essais perpendiculaires à la stratification et une valeur de l'ordre de 5 10^{-19} m² pour des essais parallèles à la stratification.

Pour l'argile de Mol, la mesure « pulse test » donne une perméabilité de 4 10^{-19} m² et le calcul en débit continu donne une perméabilité de l'ordre 2 10^{-19} m². Ces valeurs sont bien égales à la valeur trouvée durant les essais in-situ.

III.3 Essai de confinement

III.3.1 Introduction

A l'état initial, la perméabilité des argilites est très faible. On peut citer à titre d'exemple l'argile de Mol et l'argilite du Mont Terri qui ont respectivement une perméabilité de l'ordre de 2 10^{-19} m^2, et entre 6 10^{-20} à 4,5 10^{-19} m^2 selon le sens de l'écoulement par rapport à la stratification (Voir Partie III.2). Cette perméabilité peut, néanmoins, être modifiée sous l'effet d'un changement important de certaines variables telles que l'état de contraintes et la pression de pore. En conséquence, le matériau peut présenter un état endommagé plus ou moins important. D'après Lemaitre et Chaboche (1985), un matériau endommagé est un matériau présentant des fissures et des cavités à l'échelle microscopique ou macroscopique. Cette définition s'applique initialement aux matériaux métalliques, mais on peut l'étendre aux roches ; toutefois pour les roches il ya souvent des fissures et des cavités à l'état naturel. Ainsi, l'endommagement se présente sous la forme d'une détérioration progressive ou instantanée d'une ou plusieurs propriétés du matériau sain. Dans le contexte du problème des déchets radioactifs et pour des raisons de sûreté, on s'intéresse surtout à l'évolution des propriétés hydrauliques du matériau. Comme l'eau est l'unique moyen de migration des radionucléïdes qui peuvent se libérer au fur et à mesure de la corrosion des colis de déchets l'endommagement du matériau devient un sujet de discussion primordial.
Le problème se pose surtout lors de création de cheminements préférentiels, au sein du matériau, qui affectent les performances de l'ouvrage de stockage.

D'après Bérest et al. (2000), Peach (1991), on peut montrer que, dans plusieurs cas de chargements appliqués sur du sel, l'endommagement créé est au moins partiellement réversible (fermeture des discontinuités nouvelles ou préexistantes).

On cherche dans les essais réalisés dans ce chapitre, à déterminer l'évolution de la perméabilité d'un milieu endommagé ou en rupture. Pour cela on varie les chemins de chargements (définis par exemple par la pression hydraulique et la contrainte de confinement) .
L'étude portera sur trois types d'argiles : argilite du Mont Terri, argilite de l'Est et argile de Mol.

La question que nous avons posée avant d'entamer cette série d'essais est :

Est-ce que la cicatrisation des fissures au sein d'une argile endommagée (molle ou raide) est possible ?

Comme aucun essai de ce type n'avait été réalisé auparavant sur aucun type d'argile on ne pouvait pas trop prévoir la réponse qu'on devait obtenir à la fin de l'essai.

L'essai est réalisé sur des cylindres d'argile ayant une cavité à l'intérieur, le tout étant placé dans une jaquette, de sorte qu'on peut appliquer trois pressions distinctes (pression de confinement, pression de surface et pression de cavité). Ainsi on peut mesurer la perméabilité sous l'effet de la contrainte appliquée. Puis on réalise une fissure et on mesure l'évolution éventuelle de la perméabilité de l'échantillon au cours du temps. Ce type d'essai est nommé essai de confinement. Grâce à la mesure de la variation de perméabilité lors de cet essai, il est possible de conclure sur la possibilité ou non de voir un phénomène de cicatrisation des fissures.

III.3.2 Difficultés à franchir

Les essais de confinement ont des durées relativement longues, or, on doit maintenir constantes les différentes pressions (pression de confinement, pression de surface et pression de cavité, définies plus loin) durant toute cette période ce qui n'est pas toujours facile à réaliser.
On verra dans la suite qu'une pression dite « de confinement » est appliquée par l'intermédiaire d'une jaquette sur la surface latérale extérieure d'un échantillon cylindrique. Il est important de contrôler le volume injecté d'huile nécessaire pour maintenir cette pression constante. Mais les variations de volume d'huile sont provoquées par de nombreux facteurs, la variation de volume de la jaquette et de la fibre de verre.
Vu les très petites variations de volume mesurées, on est amené à utiliser des matériels de mesure donnant une bonne précision sur les valeurs obtenues durant toute la période de l'essai.
En plus on doit maintenir la température constante durant l'essai, puisque sa variation peut entraîner des résultats erronés.
De plus il faut bien s'assurer de la saturation totale de l'échantillon avant tout essai. Travailler avec un échantillon non saturé donne des résultats loin de ce qu'on attend.

Plusieurs méthodes seront utilisées pour endommager les échantillons d'argiles testés. L'argile de Mol présente des difficultés pour être carottée surtout avec la taille d'échantillon choisie 50×100 mm² (pour des tailles d'échantillon plus petites on rencontre moins de difficultés de carottage) ceci s'explique par le fait que c'est une argile molle.

Dans ce qui suit un récapitulatif de tous les essais réalisés et le type d'endommagement subi par les échantillons.

Type d'argile / Type d'endommagement	Argile du Mont Terri	Argile de l'Est	Argile de Mol
Endommagement manuel	2	-	-
Endommagement sous effet du carottage	1	-	-
Endommagement par surpression hydraulique	-	1	1
Pas d'endommagement	-	-	1

Tableau III.2 – Présentation du nombre des essais de confinement réalisés et leurs types d'endommagement.

- L'endommagement manuel de l'échantillon cylindrique avant l'essai (suite à un choc de marteau brutal) donne naissance à une fracture perpendiculaire à l'axe du cylindre. Il est difficile de prévoir, dans ce cas, le taux d'endommagement de l'échantillon et d'être sûr de ne pas avoir créé d'autres fissures au sein de l'échantillon (création d'autres chemins d'écoulement préférentiels pour le liquide). La surface de contact de deux parties d'échantillon coupées n'est pas forcément bien lisse suite au découpage sous l'effet du coup de du marteau.
- L'endommagement sous l'effet du carottage (au moment du carottage l'échantillon présente une fissure bien marquée et il finit par se couper en deux morceaux). Dans ce cas d'endommagement, la surface de contact entre les deux morceaux d'échantillon fissuré est beaucoup plus lisse que dans le cas de l'endommagement manuel; le seul inconvénient de cette

méthode est la difficulté à réaliser la fissure d'endommagement à l'endroit souhaité.

- L'endommagement par surpression hydraulique présente l'avantage de créer une fissure plus au moins transversale à l'axe de l'échantillon. Cette méthode est préférée à celle de l'endommagement sous l'effet d'un déviateur car dans cette dernière il est difficile de prévoir l'orientation du plan de la fissure durant l'essai, ce qui rend plus difficile l'interprétation des résultats.

III. 3.3 Argile du Mont Terri

III.3.3.1 Endommagement manuel

1. Principe de l'essai

L'essai consiste à placer un échantillon cylindrique préalablement fracturé dans une cellule de confinement en condition drainée sous une pression de confinement, une pression de surface et une pression de cavité définies plus loin.
Les contrôleurs de pression/volume GDS permettent de mesurer avec une grande précision la quantité de liquide nécessaire (à faire rentrer ou sortir de la cellule) pour maintenir les pressions constantes en fonction du temps.
Un système informatisé d'acquisition et de traitement de données a été mis en place.
A partir des résultats bruts (pressions et volumes injectés) on calcule les variations de perméabilité de l'échantillon en fonction du temps. D'après les valeurs trouvées, on peut déduire si une cicatrisation s'est produite ou non.

2. Dispositif expérimental

Le schéma du dispositif expérimental est présenté sur les figures III.13 et III.14.
Le montage est composé d'une cellule dimensionnée pour des pressions allant jusqu'à 25 MPa de pleine échelle.
L'échantillon fissuré, de diamètre 50 mm et de hauteur 100 mm, est entouré, sur toute sa surface (surface latérale extérieure et les faces supérieure et inférieure), de plusieurs couches de fibres de verre d'environ 3mm d'épaisseur et d'une gaine de silicone de 7 mm d'épaisseur. Cette dernière est coulée directement sur les fibres de verre qui ont été tissées à l'intérieur d'un moule bien adapté aux dimensions de l'échantillon.
La gaine de silicone (appelée jaquette) se présente comme une parfaite barrière pour isoler l'huile de confinement et le liquide circulant dans les fibres de verre.
L'écheveau de fibres, après compaction, est suffisamment raide pour transmettre les contraintes ; la pression de confinement, appliquée par le capteur de pression GDS, est donc parfaitement transmise à l'échantillon.

Le montage expérimental comprend :

- *trois capteurs de pression* ayant une précision de 0,05%. La valeur maximale de pression mesurée par ces capteurs est de l'ordre de 25 MPa. On a trois types de pressions appliquées sur l'échantillon :
  - la pression de confinement radiale s'exerçant sur la surface extérieure de l'échantillon par l'intermédiaire de l'huile, de la jaquette et des fibres de verre.
  - la pression de cavité: cette pression aura toujours une valeur inférieure à la valeur de la pression de confinement. La différence

de valeur entre la pression de confinement appliquée au niveau de la jaquette et la pression dans la cavité produit la création de contraintes compressives qui tendent à fermer les fissures radiales et orthoradiales.

- la pression de surface: c'est la pression qui règne entre la jaquette et l'échantillon d'argile dans l'espace poreux entre les fibres de verre.

- ***un capteur de température*** placé à l'intérieur de la cellule, au niveau de l'huile de confinement.
- ***trois capteurs de volume*** ayant normalement une précision de 1mm^3 à température constante; mais la valeur est très influencée par la variation de température. Ces capteurs déterminent le volume entrant ou sortant pour maintenir les trois pressions, déjà citées, à la valeur souhaitée.

Ci dessous on présente quelques photos du dispositif expérimental.

- ***une carte d'acquisition des données*** liée à un ordinateur qui enregistre les résultats des essais.



Figure III.13 – Quelques photos de l'appareillage de l'essai de confinement et de l'échantillon fissuré après démontage.

3. ***Préparation de l'essai -phase d'humectation-***

On pense a priori que la cicatrisation ne peut pas se produire quand les deux surfaces de la fissure sont sèches. C'est pourquoi il est indispensable de réaliser une phase d'humectation avant tout essai. On laisse donc pendant plusieurs jours l'échantillon au contact avec l'eau dans la cavité et dans l'espace extérieur. On ne provoque toutefois pas de circulation forcée, les deux pressions de l'eau étant égales. En revanche, pendant cette phase on laisse une pression de confinement assez élevée pour assurer un serrage initial. On peut dire qu'on a humecté l'échantillon, lorsque les variations des volumes de surface et de cavité deviennent stabilisées.

4. Procédure de l'essai

Le but de cette étude est de faire des mesures de perméabilité pour différentes étapes de chargements mécanique et hydraulique appliqués sur l'échantillon. Tout le matériel a été isolé dans une chambre afin d'éviter les variations de température qui peuvent affecter d'une façon ou d'une autre les résultats obtenus.

L'échantillon d'argile cylindrique est percé d'un trou cylindrique coaxial qui ne traverse pas l'échantillon en totalité. Un tube étanche est introduit en partie supérieure du trou de 4 mm de diamètre et de 4 cm de hauteur. La hauteur restante entre le fond du tube et le fond du trou constitue ce que l'on appelle la cavité. Une fois l'échantillon instrumenté, on réalise une fracture horizontale qui traverse de part en part l'éprouvette au niveau de la cavité. Cette fracture est réalisée à l'aide d'un seul coup de marteau pour avoir la fissure la plus reproductible possible.

L'application de la pression de surface est rendue possible grâce à un enrobage de l'échantillon déjà instrumenté dans de la fibre de verre tissée, afin de permettre un contact direct liquide-échantillon sur une grande surface. Cette fibre permettra l'écoulement libre du fluide grâce à un gradient de pression mis en place entre cette surface et la cavité. Ce système présente l'avantage de réduire considérablement le temps de transfert hydrique et de rendre possible la mesure, en régime permanent, de la perméabilité de la fracture.

L'essai débute en augmentant pendant quelques minutes d'une façon progressive les trois pressions (pression de confinement, pression de surface et pression de cavité); ces dernières sont égales pendant cette phase. Quand on atteint les valeurs souhaitées on maintient constantes ces pressions durant quelques jours : c'est la phase d'humectation.

Après cette phase d'humectation, la pression de surface est maintenue inférieure (respectivement supérieure) à la pression de cavité, ce qui produit un écoulement centrifuge du liquide (respectivement centripète). Une mesure de perméabilité est alors possible à partir des courbes de variations de pression et de volume en fonction du temps.

Une fois la perméabilité de la fracture calculée, on passe à ce que l'on appelle *la phase de cicatrisation.* Dans cette phase, les pressions de surface et de cavité sont maintenues à la même valeur durant un certain temps que l'on estime suffisant pour qu'un phénomène de cicatrisation puisse se manifester. Cette phase est directement suivie par une mesure de perméabilité de la fissure.

Ces mesures de perméabilité, avant et après la phase de cicatrisation, nous permettent de conclure sur l'évolution de l'état de la fissure.

A la fin des essais, une injection de colorant dans la cavité est réalisée pour voir le cheminement du liquide.

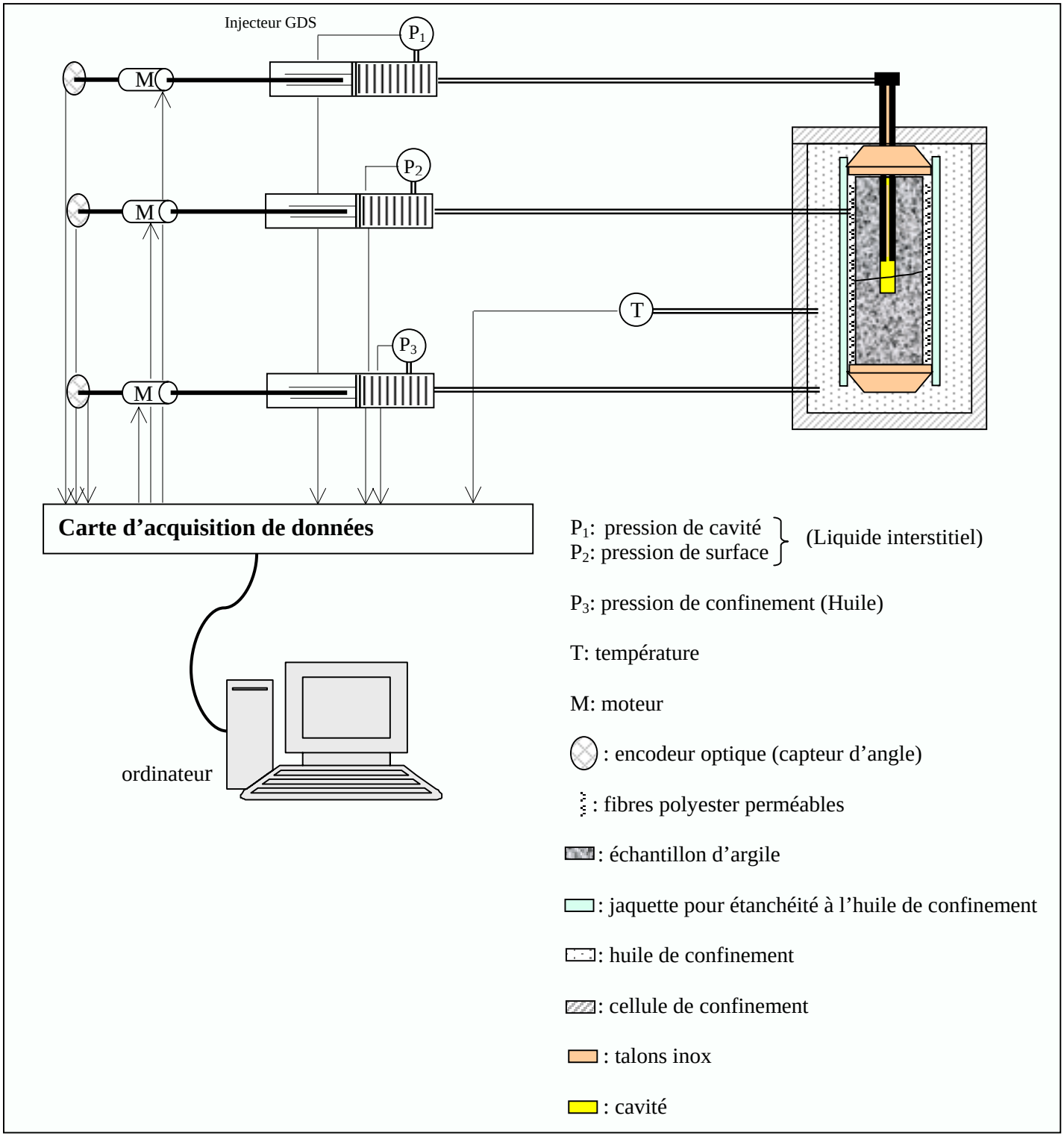


Figure III.14 – Dispositif expérimental de l'essai de confinement.

5. *Méthode de mesure de perméabilité dans la fracture*

Il existe deux approches éventuelles de l'écoulement en milieu fissuré, soit on modélise l'écoulement en considérant les fissures une à une, soit on considère une modélisation par milieu continu équivalent lequel est à déterminer.

Comme nos essais sont réalisés sur des échantillons présentant une unique fissure, la 1ère modélisation est la mieux adaptée à notre cas.

On suppose, dans notre approche, que la loi de Darcy est applicable et qu'au sein de la fissure l'écoulement suit un régime laminaire. On démontre la validité de ce choix.

Compte tenu de la géométrie du problème, on considère que l'écoulement est radial à travers la fissure.

Pour le régime laminaire, on peut appliquer la loi de Poiseuille d'un écoulement entre deux plans parallèles, que l'on peut écrire formellement comme une loi de Darcy (dépendance linéaire entre la vitesse et le gradient hydraulique).

On a alors : $$v = \frac{Q}{s} = k_h \cdot I = \frac{k}{\mu} \cdot gradP \qquad \text{(III.39)}$$

Avec v la vitesse d'écoulement du liquide dans la fissure [m/s], Q le débit d'eau sortant ou rentrant dans la fissure [m³/s], k_h la perméabilité hydraulique apparente [m/s], k la perméabilité intrinsèque [m²], I le gradient hydraulique [m/m], μ la viscosité du fluide interstitiel [Pa.s] (μ=10^{-3} Pa.s pour l'eau), r le rayon de l'éprouvette, e l'ouverture de la fissure à déterminer et s la surface à travers laquelle il y a un écoulement du liquide

$$s = 2.\pi.r.e \qquad \text{(III.40)}$$

En intégrant la loi de Darcy en régime permanent entre le rayon intérieur R_1 et le rayon extérieur R_2, on trouve:

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot e \cdot k_h \cdot \frac{\Delta P}{\gamma_h \cdot Log \frac{R_2}{R_1}} \qquad \text{(III.41)}$$

où ΔP : l'écart de pression entre l'intérieur et l'extérieur.

γ_h : poids volumique du fluide interstitiel [Pa/m]

A partir de cette équation, la transmissivité de la fissure est donc :

$$k_h \cdot e = \frac{Q \cdot \gamma_h}{2 \cdot \pi \cdot \Delta P} Log \frac{R_2}{R_1} \qquad \text{(III.42)}$$

D'après de Marsily (1981) et dans le cas d'un milieu fissuré, la perméabilité est fonction de l'ouverture de la fissure (cela résulte de la loi de Poiseuille pour l'écoulement d'un fluide visqueux newtonien entre deux plaques parallèles).

La perméabilité k_h vérifie cette équation: $$k_h = \frac{e^2 \cdot F \cdot \gamma_h}{12 \cdot \mu \cdot c} \qquad \text{(III.43)}$$

On peut noter ici que (III.43) est la loi classique de Poiseuille corrigée des facteurs c et F.
où : c dépend du type de régime $\Rightarrow$ (c = 1 pour un régime laminaire lisse) et F le degré de séparation de la fracture définie par :

$$F = \frac{surface\ \ ouverte\ \ de\ \ la\ \ fracture}{surface\ \ totale\ \ de\ \ la\ \ fracture}$$

Dans notre cas, vue la méthode d'endommagement manuel utilisée, il est possible de considérer que la fissure est entièrement ouverte (les deux lèvres ne se touchent pas) donc F = 1.
D'après l'équation (III.43) la transmissivité hydraulique est égale à:

$$k_h \cdot e = \frac{e^3 \cdot \gamma_h}{12 \cdot \mu} \qquad \text{(III.44)}$$

L'égalité entre les équations (III.42) et (III.44) nous permet de déduire l'ouverture « e » de la fissure

$$e^3 = \frac{6 \cdot Q \cdot \mu}{\pi \cdot \Delta P} Log \frac{R_2}{R_1} \qquad \text{(III.45)}$$

Puis, on déduit à partir de l'équation (III.44) la valeur de la perméabilité k_h de la fissure.

6. Calcul de la perméabilité en fonction de l'épaisseur de la fracture

Pour calculer la perméabilité intrinsèque de l'échantillon endommagé (l'endommagement ici est donné par la présence d'une fissure traversant l'éprouvette de part et d'autre) deux approches sont établies ici selon que l'on considère ou non la perméabilité de la roche saine :
Dans le premier cas, on suppose que la roche argileuse est totalement imperméable.
Dans le second, on considère que cette perméabilité est celle de l'argile de Mont Terri et est égale à $4{,}5\ 10^{-20}$ m².

Ces deux approches sont développées par la suite et comparées entre elles.

- *1ére hypothèse : CALCUL DE LA PERMEABILITE DE L'ECHANTILLON ENDOMMAGE SANS TENIR COMPTE DE LA PERMEABILITE DE LA ROCHE SAINE*

  Dans ce cas on suppose que le débit total mesuré est celui traversant la fracture.

  On a alors $Q_{mesuré} = Q_{total} = Q_{fracture} = \dfrac{\pi \cdot \Delta P \cdot e^3}{6 \cdot \mu \cdot \log\left(R_2 / R_1\right)}$

  Dans ce qui suit, on présente un exemple de calcul de la valeur de la perméabilité. L'échantillon est soumis à une pression de confinement de 1 MPa, une pression de surface de 0,3 MPa et une pression de cavité de 0,2 MPa.
  D'après les valeurs mesurées, le débit entrant dans la cavité est Q = $2{,}07\ 10^{-3}$ mm^3/s. Le débit est supposé constant durant tout l'essai. L'équation (III.45) donne

$$e^3 = \frac{6 \cdot Q \cdot \mu}{\pi \cdot \Delta P} Log \frac{R_2}{R_1} = \frac{6 \times 2{,}07 \cdot 10^{-12} \times 10^{-3}}{\pi \times 0{,}1 \times 10^6} Log \frac{25}{0{,}75} = 138 \cdot 10^{-21}\, m^3$$

$$\Rightarrow \qquad \boxed{e = 5{,}2 \cdot 10^{-7}\, m}$$

on a $k_h \cdot e = \frac{e^3 \cdot \gamma_h}{12 \cdot \mu} = \frac{138 \cdot 10^{-21} \times 10^4}{12 \cdot 10^{-3}} = 11.5 \cdot 10^{-14} m^2 / s \quad \Rightarrow \quad k_h = 2,2 \cdot 10^{-7} m / s$

Ainsi la perméabilité intrinsèque k à travers la fracture est $\boxed{k_{fracture} = 2,2 \cdot 10^{-14} m^2}$

On représente ci dessous la variation de la perméabilité en fonction de l'épaisseur de la fracture (voir Figure III.15.c)

- ***2ème hypothèse :*** *CALCUL DE LA PERMEABILITE DE L'ECHANTILLON ENDOMMAGE EN TENANT COMPTE DE LA PERMEABILITE DE LA ROCHE SAINE*

Dans ce cas le débit total mesuré est égale à la somme du débit du fluide traversant la fracture et du débit de la roche saine.

$$Q_{mesuré} = Q_{total} = Q_{roche} + Q_{fracture} = \frac{k \cdot L \cdot \Delta P}{\mu} + \frac{\pi \cdot \Delta P \cdot e^3}{6 \cdot \mu \cdot \log\left(R_2 / R_1\right)} = k_{eq} \frac{L \cdot \Delta P}{\mu}$$

$$k_{eq} = k + \frac{\pi \cdot e^3}{6 \cdot L \cdot \log\left(R_2 / R_1\right)} = k + k_f \qquad \text{(III.46)}$$

Dans cette formule k_{eq} est la perméabilité équivalente et L est la longueur caractéristique de l'échantillon sain déterminée à partir du calcul numérique. On cherche par la suite à calculer la valeur de L.
Le calcul sera fait en axisymétrique sur une éprouvette présentant un trou au centre et ayant les dimensions présentées sur la figure III.15.a ce résultat sera comparé avec le calcul théorique de L.

a- Calcul numérique

Ce calcul a été réalisé en utilisant le code de calcul Castem.

- **Conditions initiales**
  On suppose que l'échantillon d'argile est homogène, isotrope et ayant un comportement poreux élastique.

- **Conditions aux limites**
  Sur le rayon extérieur de l'éprouvette, on applique une pression de confinement $P_{conf} = 4,5$ MPa. Sur le rayon intérieur la pression de cavité est maintenue à - 1 MPa et la pression de surface est de valeur nulle.
  Le point O (0,0) est bloqué en déplacement selon l'axe vertical.

On présente dans ce qui suit les dimensions de l'éprouvette et le maillage correspondant.

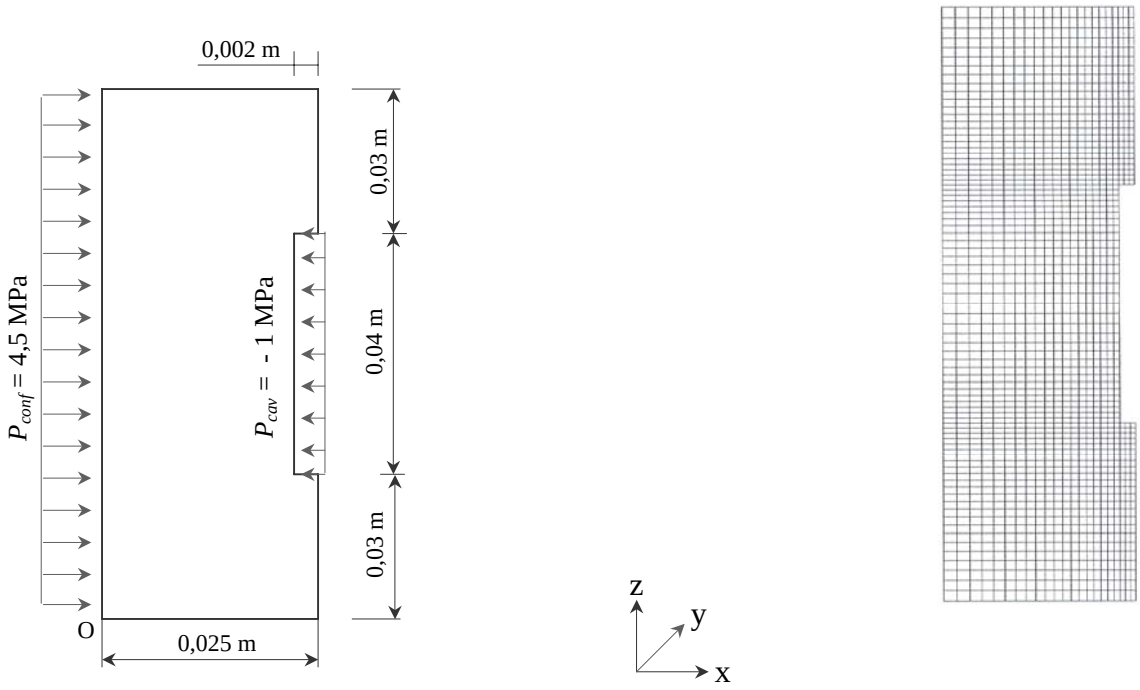


Figure III.15.a – Calcul numérique
Dimension de l'éprouvette de l'argile de Mont Terri, type de chargement appliqué et le maillage de la structure.

On sait déjà que le débit volumique traversant l'éprouvette s'écrit sous la forme suivante : $Q_{numérique} = \dfrac{k \cdot \Delta P \cdot L_{numérique}}{\mu}$.

Une fois déterminée numériquement la valeur du débit hydraulique on peut facilement en déduire la valeur de la longueur caractéristique numérique. Cette dernière est égale à $L_{numérique} = 0{,}126\text{m}$.

b- Calcul Analytique

Pour mener cette approche analytique on simplifie à l'extrême la géométrie. Cette simplification repose sur l'hypothèse suivante : le flux traverse uniquement la zone A (voir figure III.15.b), c'est à dire que les autres parties de l'échantillon sont totalement imperméables.
Le calcul revient à trouver la longueur caractéristique d'un tube épais.

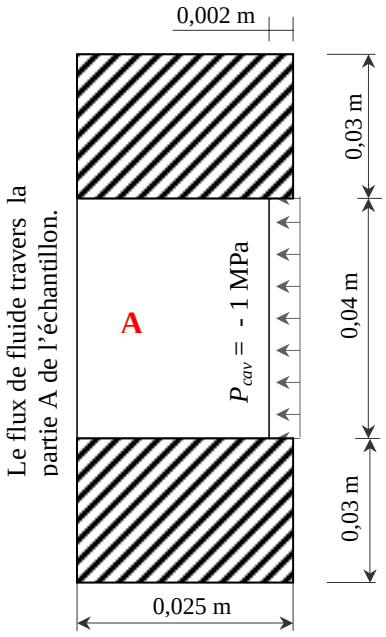
La loi de Darcy s'écrit comme suit : $\int_{ri}^{re} \frac{Q}{s} dr = -\int_{P_{cav}}^{P_{surf}} \frac{k}{\mu} \cdot \underline{grad P} \cdot \underline{n}$

En supposant que k = 1 m² et que le gradient de pression est égale aussi à 1 MPa, on peut calculer le débit théorique : $Q_{théorique} = -2 \cdot \pi \cdot h_{\text{int}} \Big/ Log\left(\frac{ri}{re}\right) = L_{théorique}$

Avec h_{int} = 0,04 m hauteur du trou

$ri = R_1$ et $re = R_2$

On peut alors en déduire facilement la valeur théorique de la longueur caractéristique.



$$L_{théorique} = 0,0995 \text{ m}$$

Figure III.15.b – Calcul thèorique
Dimension de l'éprouvette de l'argile de Mont Terri à considérer pour le calcul et type de chargement appliqué.

En comparant les valeurs de la longueur caractéristique trouvées numériquement et analytiquement on peut conclure que la différence entre les deux valeurs est non négligeable. L'erreur commise en considérant uniquement un calcul analytique simple est de plus de 21 % ; ce qui rend le calcul numérique très efficace et voire même obligatoire.

Une fois déterminée la valeur de la longueur caractéristique on peut calculer la valeur de la perméabilité équivalente en fonction de l'ouverture de la fissure (équation III.46).

On présente dans ce qui suit la courbe logarithmique théorique de la perméabilité équivalente en fonction de l'ouverture de la fracture pour l'argile de Mont Terri (figure III.15). On remarque qu'on peut diviser la courbe en trois parties : flux dominé par la roche, flux dominé par la fracture et flux faisant appel à l'effet de la roche et de la fracture. Selon l'ouverture de la fracture calculée comme précédemment (partie5), on détermine la valeur de la perméabilité équivalente.

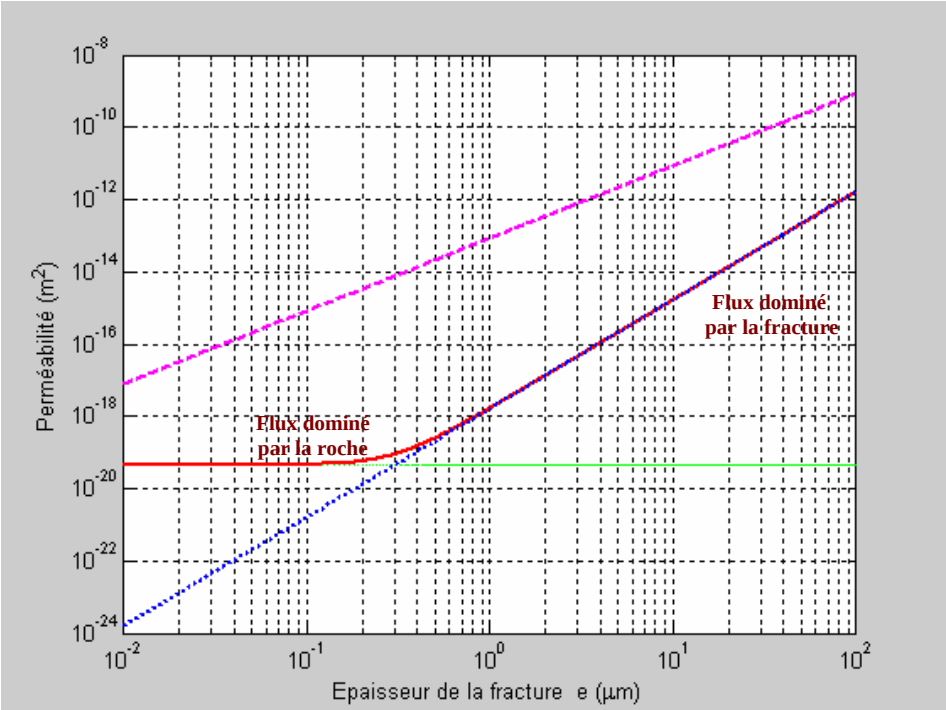


Figure III.15.c – Courbes des perméabilités pour un échantillon d'argile du Mont Terri présentant une fracture radiale.

Ainsi pour une ouverture de fracture $e = 5{,}2 \cdot 10^{-7}\, m$, la valeur de la perméabilité équivalente est de $2{,}75\ 10^{-19}$ m².

- ***Discussion sur les deux méthodes de calcul***

Pour résumer les deux méthodes on peut dire que dans :

- le premier cas on suppose que toute l'eau injectée dans le trou passe à travers la fracture (la roche argileuse est supposée imperméable).
- le deuxième cas on suppose que l'eau injectée par le trou passe à travers la fracture mais aussi à travers tout l'échantillon argileux.

On remarque qu'il y a une énorme différence concernant les valeurs de la perméabilité de la fracture et celle équivalente obtenues à partir de ces deux approches. Ainsi il ne faut pas négliger la part de la roche argileuse saine dans l'infiltration de l'eau car le fait de supposer qu'elle est imperméable revient à commettre une grande erreur.

Les valeurs d'ouverture des fissures ainsi que les valeurs de perméabilité (de la fissure) calculées seront données et interprétées par la suite.

7. ***Résultats expérimentaux et interprétation***

Avant de commencer l'interprétation, on présente les différents cas de chargement qui ont été utilisés pour réaliser 3 types d'essais sur l'argile de Mont Terri. On suppose que la durée des essais est suffisamment courte pour qu'on puisse négliger des réactions chimiques éventuelles. Ainsi, l'utilisation d'eau distillée pour réaliser les essais ne présente aucune nouvelle contrainte.

Type de chargement / Manuel Endommagement	Pression confinement (MPa)	Pression cavité (MPa)	Pression surface (MPa)	Chimie de l'eau	Durée phases (jours)	Epaisseur de la fissure (m)	résultats
1er essai	10	5	5	Eau équilibrée	7	-	Pas de cicatrisation
	10	5	0		15		
2ème essai	4,5	2,5	2,5	Eau distillée	7 (saturation)	-	Un phénomène de cicatrisation c'est produit ?
	1	0,2	0,3		2	$5{,}210^{-7}$	
	1	0	0		7	-	
	1	0,2	0		3	$3{,}5\ 10^{-7}$	
	1	0,3	0		10 mn	-	
	1	0,3	0,2		3	$12.6\ 10^{-7}$	
	4,5	0,5	0,4	Eau distillée	1	$6{,}6\ 10^{-7}$	Variation bien visible de la perméabilité
	4,5	0,3	0,3		3,5	-	
	1	0,5	0,4		2	$6.3\ 10^{-7}$	

Tableau III.3 – Présentation des différents chargements appliqués aux échantillons durant les essais.

❖ ***Pour un cas extrême de chargement (application d'un grand gradient de pression hydraulique au niveau de la fissure), est ce qu'une cicatrisation peut se produire ?***

Dans le 1er essai, de durée 21 jours, nous avons appliqué une grande pression de cavité de valeur 5 MPa, la pression de surface étant maintenue à zéro. Malgré l'importante valeur de pression de confinement (10 MPa) appliquée sur l'échantillon, la perméabilité de ce dernier demeure très importante et correspond à un écoulement d'eau à travers la fissure. Aucune valeur de perméabilité n'a pu être mesurée vu que le dispositif et l'appareillage n'étaient pas conçus pour mesurer un débit fort important (la vitesse de l'eau dépasse 10^{-6} m /s). On peut conclure, en revanche, qu'un écoulement d'eau en continu empêche la formation des aggrégats qui peuvent être à l'origine du phénomène de cicatrisation.

❖ ***Est-ce que une cicatrisation peut se produire pour une pression de confinement inférieure à la pression géostatique qui règne dans le milieu ?***

Dans le 2ème essai, on cherche à savoir si une cicatrisation peut se produire pour une valeur de pression de confinement inférieure à la pression géostatique du milieu qui est de 4,5 MPa pour l'argile de Mont Terri. On a choisi de commencer l'étude à partir de 1 MPa de pression de confinement après une phase de saturation de 7 jours.
La mesure des débits du liquide traversant la fissure et la roche montre que la valeur de la perméabilité de la roche fissurée passe de $2{,}7\ 10^{-19}$ m² à $1{,}1\ 10^{-19}$ m². On a une diminution de l'ordre de 2, sur la perméabilité, après la phase de cicatrisation qui a duré 7 jours (Figure III.17).
Une diminution de la contrainte effective et une augmentation du gradient hydraulique dans la fissure au cours de l'essai et durant un temps de 10 mn environ, entraîne une ré-augmentation considérable de la perméabilité à une valeur de $3{,}3\ 10^{-18}$ m² (Figure

III.17.1). On peut conclure qu'un écart entre la pression de cavité et la pression de surface supérieur ou égale à 0,3 MPa, pour notre type d'argile, empêche la cicatrisation et crée la réouverture des fissures déjà cicatrisées partiellement.

- ***Est-ce que l'augmentation de la pression de confinement a un effet direct sur la valeur mesurée de perméabilité ?***

On a déjà vu pour l'essai n°2 que l'application d'une pression de confinement de 1 MPa fait diminuer la perméabilité intrinsèque de k = 2,7 10^{-19} m^2 à k = 1,1 10^{-19} m^2. Une augmentation de la pression de confinement de 1 MPa à une valeur de 4,5 MPa durant presque 4 jours, induit une diminution de la perméabilité intrinsèque de la valeur k = 3,3 10^{-18} m^2 à la valeur k = 5,2 10^{-19} m^2 (Figure III.17.1). Ceci est bien en accord avec les observations qui ont été faites dans le cas de la cicatrisation du sel (Bérest - 2000).

On présente dans ce qui suit l'effet de la pression de confinement sur le rapport $\frac{\Delta k}{k_{initiale}}$ déduit à partir des résultats expérimentaux.

Remarque : Il faut noter que les valeurs sur la courbe (Figure III.16) ne sont pas tout à fait comparables car la période de confinement à 4,5 MPa était réduite du moitié (uniquement 3 jours et demi) par rapport à la période de confinement à 1 MPa qui a duré 7 jours. Tout de même, ceci n'empêche pas de montrer l'effet de l'augmentation de la pression de confinement sur la cicatrisation. Avec une durée de 7 jours avec pression de confinement de 4,5 MPa, le rapport $\frac{\Delta k}{k_{initiale}}$ serait très probablement plus important, mais la courbe garderait la même allure.

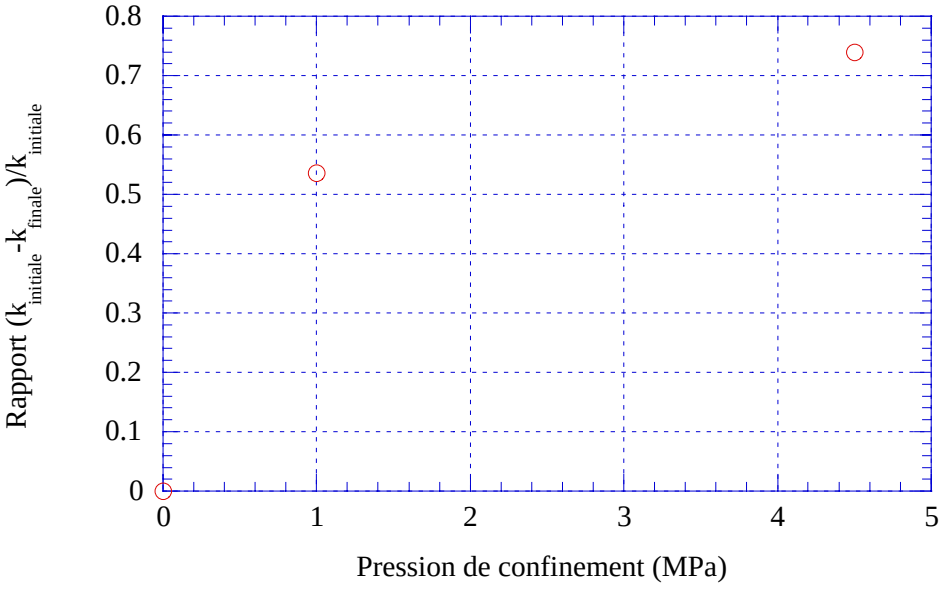


Figure III.16 - Effet de la pression de confinement sur le rapport de $(k_{initiale} - k_{finale})/k_{initiale}$.

- ***Est-ce que l'application d'une contrainte de confinement, durant la phase de cicatrisation, produit une fermeture au moins partiellement réversible de la fissure qui peut se rouvrir une fois qu'on applique une plus faible pression de confinement ?***
  Est-ce que la pression de confinement a un effet cicatrisant ?

Et comment distingue t-on entre une simple fermeture de la fracture due à la pression de confinement (réversible) et une cicatrisation (qui implique que la diminution de perméabilité est au moins en partie irréversible) ?

Pour pouvoir répondre à cette question, on a fait une mesure de perméabilité à la fin de l'essai n°2 sous une pression de confinement de 1 MPa.
La valeur de la perméabilité mesurée sous une pression de confinement de 1 MPa avant la phase de cicatrisation, qui a duré presque 4 jours, est de $k = 5{,}2 10^{-19}$ m². Après cette phase de cicatrisation faite sous une pression de confinement de 4,5 MPa, on a baissé la pression de confinement à 1 MPa. La perméabilité mesurée sous confinement de 1 MPa est $k = 4{,}5\ 10^{-19}$ m².
On constate donc la non réouverture de la fissure. On a pu cicatriser et pas seulement produire la diminution de perméabilité, par fermeture des lèvres de la fissure, sous l'action de la pression de confinement.

Les variations des pressions et des volumes injectés en fonction du temps sont présentées ci dessous (Figures 18.1 et 18.2).

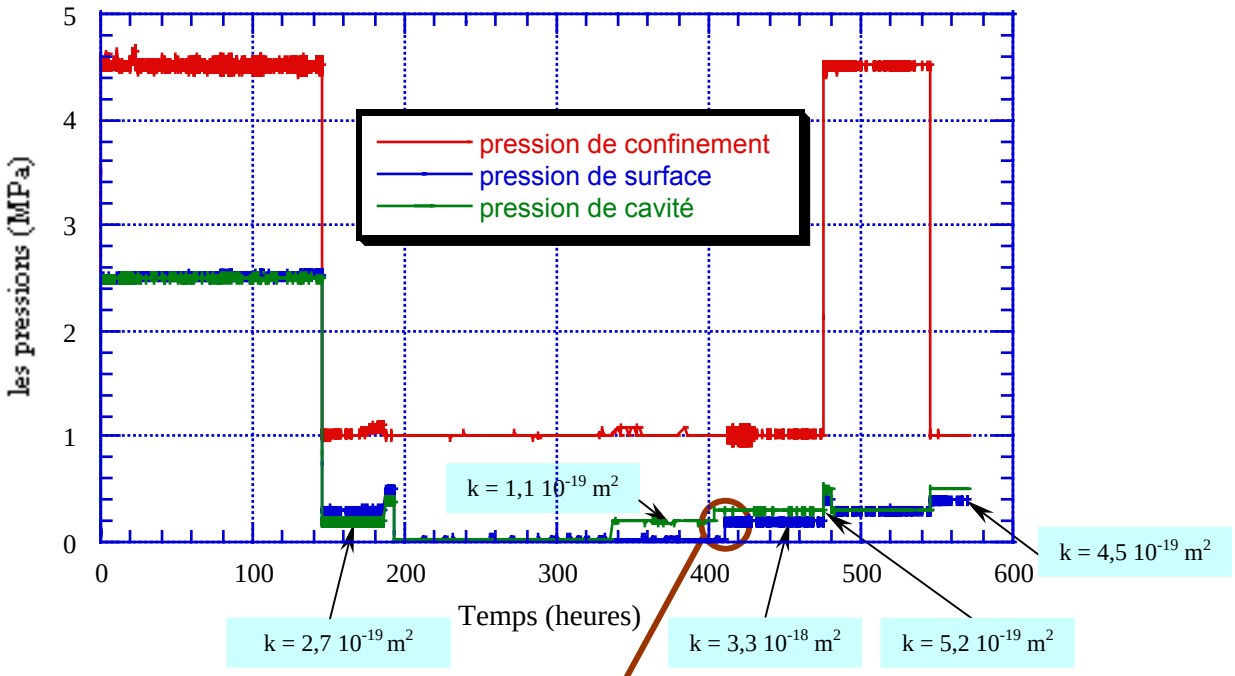


Figure III.17 - Evolution des pressions en fonction du temps pour un essai de confinement sur l'argile du Mont Terri.

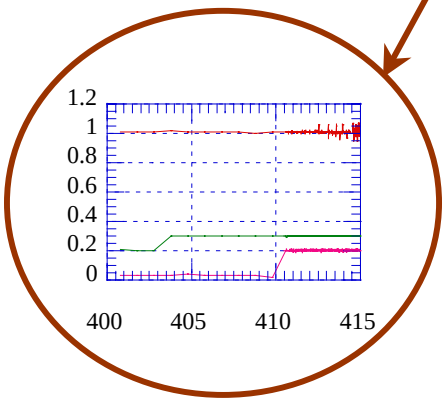


Figure III.17.1 - Détail des pressions appliquées contribuant à une compréhension d'augmentation imprévue de perméabilité.

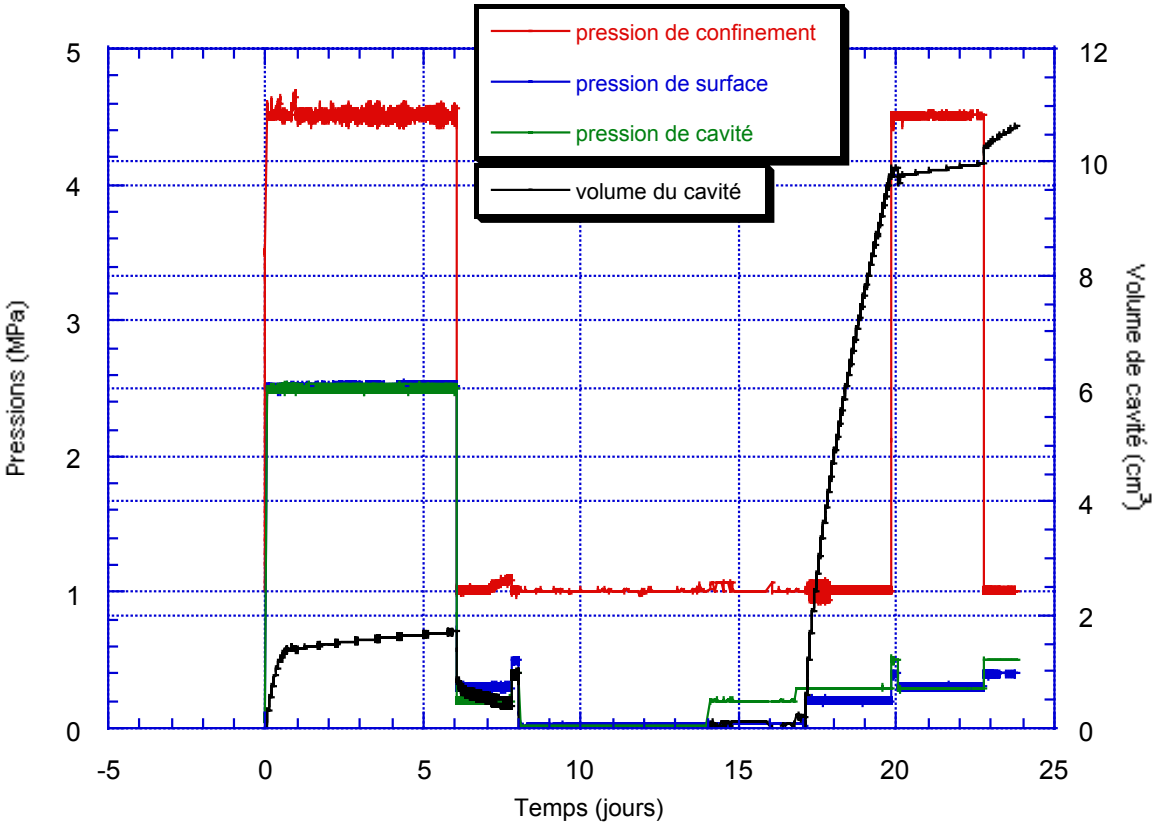


Figure III.18.1 - Courbe présentant la variation des pressions et du volume de cavité en fonction du temps durant l'essai.

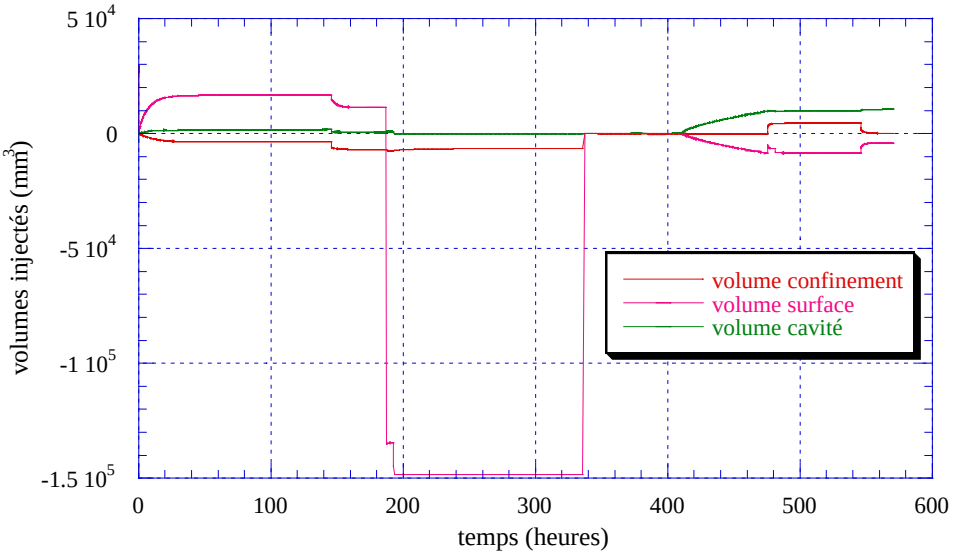


Figure III.18.2 - Courbe de variation des volumes injectés en fonction du temps pour l'argile du Mont Terri.

III.3.3.2 Endommagement sous l'effet du carottage

Quand on carotte un échantillon, il faut faire très attention car on n'est jamais à l'abri de création des fissures ou même des fractures suite au carottage. Ce type d'endommagement on l'a appelé « endommagement sous l'effet du carottage ». On réalise comme précédemment des mesures de perméabilité pour mettre en évidence l'existence du phénomène de cicatrisation.

On a mis en place le dispositif expérimental utilisé précédemment. L'éprouvette était soumise aux mêmes conditions de préparation que précédemment.

Après saturation de l'échantillon, une première mesure de perméabilité faite à une pression de confinement de 1 MPa donne une valeur de $6\ 10^{-19}$ m² ; la pression de cavité est de 0,6 MPa et la pression de surface est de 0,5 MPa.

Durant la phase de cicatrisation, la pression de confinement est maintenue à 4,5 MPa durant tout l'essai; la pression de cavité et la pression de surface sont tous deux mises à zéro.

Les résultats montrent que la perméabilité diminue de $6\ 10^{-19}$ m² à 10^{-19} m² après deux mois de phase de cicatrisation. La mesure de perméabilité pour cette valeur finale a été faite dans les mêmes conditions que la mesure de la première valeur de perméabilité.

III.3.4 Argilite de l'Est

Pour cet essai on a mis en place le dispositif expérimental utilisé précédemment pour l'argile du Mont Terri. L'éprouvette d'argile de l'Est est soumise aux mêmes conditions de préparation que précédemment.

La roche utilisée pour carotter cet échantillon est supposée homogène ; elle ne présente aucun défaut apparent. L'échantillon est prélevé selon un axe perpendiculaire au litage ; c'est donc la perméabilité parallèle au litage qui est mesurée.

On utilise un échantillon intact que l'on fissure par une surpression hydraulique au niveau de la cavité.

Les caractéristiques de l'échantillon sont :

Echantillon	Teneur en eau %	Masse volumique brute (kg/m³)	Masse volumique grain sec (kg/m³)	Porosité %	Teneur en carbonate %
Argilite de l'Est prélevée à plus de 451 m dans la formation Callovo-oxfordienne du site de Meuse-Haute Marne	4,98	2399	2660	14,1	15,1

Tableau III.4 – Présentation des caractéristiques de l'argile de l'Est.

$L_{échantillon}$ = 100 mm, $\phi_{échantillon}$ = 50 mm, $L_{cavité}$ = 40 mm, $\phi_{cavité}$ = 4 mm.

La perméabilité initiale de l'échantillon d'argile est de 2 10^{-20} m², selon une mesure faite au paravent au laboratoire LMS.

III.3.4.1 Procédure de l'essai

L'essai débute en appliquant durant quelques minutes et d'une façon progressive les trois pressions (pression de confinement, pression de surface et pression de cavité). Quand on atteint les valeurs souhaitées (les pressions de cavité et de surface sont maintenues égales à 3 MPa et la pression de confinement est égale à 5MPa), on maintient constantes ces pressions durant quelques jours : c'est la phase d'humectation.

Après cette phase d'humectation, la pression de cavité est augmentée progressivement en maintenant un gradient de pression moyen d'environ 435 MPa/m (en fait, il n'est pas uniforme en raison de la forme cylindrique). Ce gradient est obtenu en divisant l'écart de pression de 1 MPa par la distance séparant les deux surfaces sur lesquelles les pressions sont appliquées – environ 23 mm ici. La pression de surface restant toujours inférieure à la pression de cavité. Durant cette phase on réalise la mesure des perméabilités.

On réalise par la suite une surpression dans la cavité centrale, ceci est obtenu en augmentant la pression de cavité par paliers.

Quand la valeur de la perméabilité dépasse d'un ordre de grandeur la valeur de la perméabilité initiale on peut supposer que l'endommagement de l'échantillon a eu lieu. Cet endommagement est créé par l'application d'une surpression dans la cavité ($P_{cavité} > P_{confinement}$), ce qui produit une composante d'extension radiale et l'augmentation de la pression de pore au niveau des parois de la cavité (un libre passage du fluide est crée par une fracture). Il faut noter que cet endommagement a lieu quand la pression de cavité est nettement plus grande que la pression de confinement.

Une fois le matériau endommagé, la pression de cavité et la pression de surface sont maintenues constantes à une valeur de 5MPa alors que la pression de confinement est augmentée jusqu'à une valeur de 12 MPa. C'est la phase de cicatrisation qui va durer presque 150 heures.
Après cette période de cicatrisation on réalise une mesure de perméabilité. Pour cela la pression de surface est baissée à 3 MPa, la pression de cavité est mise à une valeur de 4 MPa et enfin la pression de confinement est maintenue à 5 MPa.

Les résultats trouvés sont interprétés à l'aide d'un programme de calcul du code **CASTEM**. Ce dernier permet de calculer :

- le champ de pression stationnaire P pour un cylindre de roche avec cavité intérieure.
- Le débit de référence associé Q_{cal} en régime de Darcy

$$Q_{cal} = -\int \frac{K_{ref}}{\mu_{fl}} \cdot grad(P) \cdot n \cdot ds$$

μ_{fl} : viscosité du fluide ajusté selon la salinité du liquide, la température et la pression
K_{ref} : perméabilité de référence
n : normale à la surface
ds : élément de surface

Il faut donc noter que l'estimation de la perméabilité est faite à partir de la mesure du débit de la cavité.

III.3.4.2 Résultats expérimentaux et interprétation

On présente dans ce qui suit les courbes de chargements appliqués et les différentes mesures de perméabilité effectuées. On divise ces courbes en 3 phases comme suit :

Phase 1 : endommagement
Phase 2 : cicatrisation
Phase 3 : comportement après cicatrisation

- ***Phase 1 :*** Endommagement

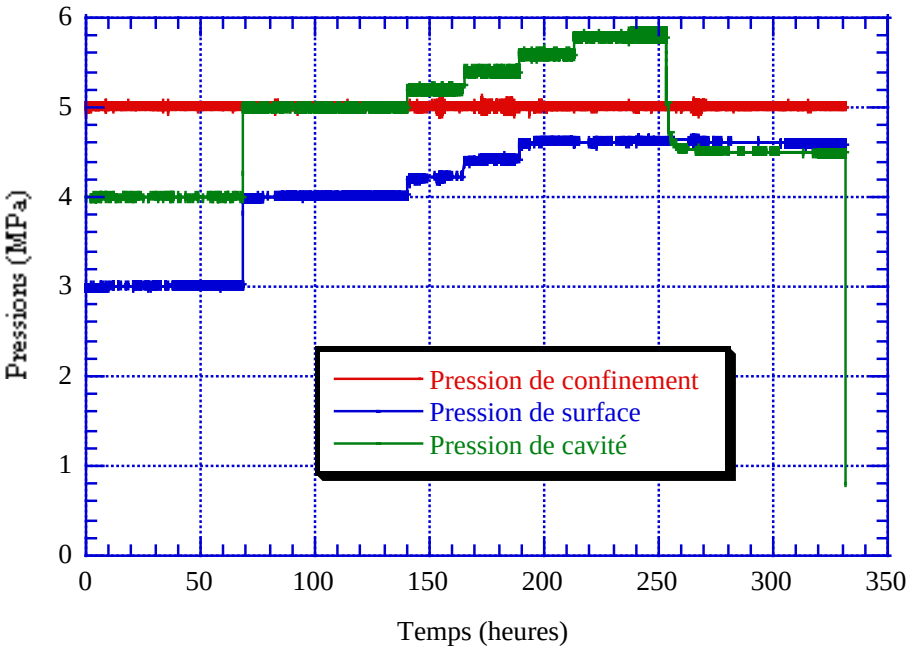


Figure III.19 - Courbes de variations des pressions en fonction du temps pour un essai de confinement sur l'argile de l'Est.

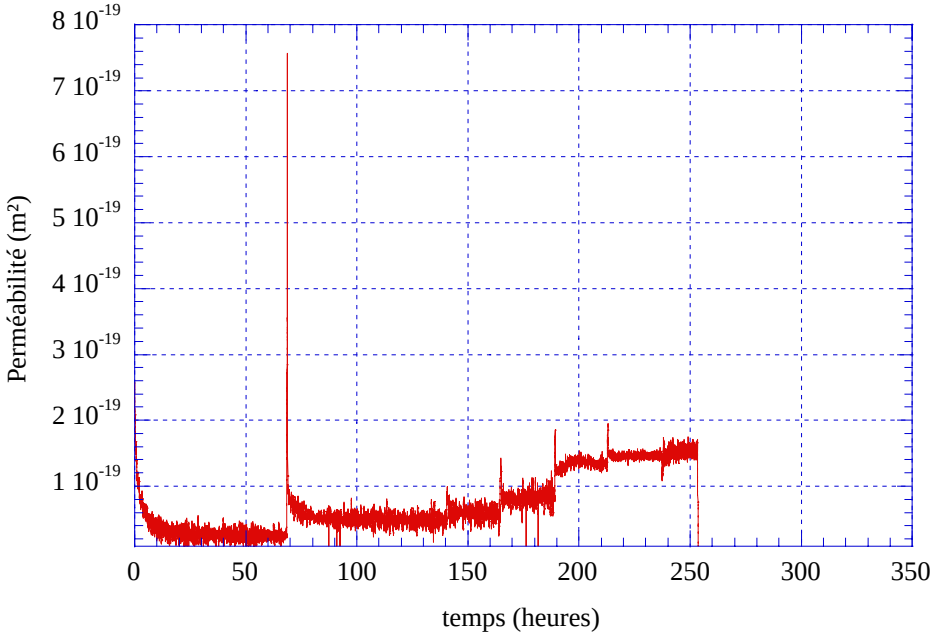


Figure III.20 - Courbes de variation de la perméabilité en fonction du temps pour un essai de confinement sur l'argile de l'Est.

- ***Phase 2*** **:** Cicatrisation

La phase de cicatrisation dure 6 jours environ. On applique ici une P_{conf} =12 MPa, $P_{cavité} = P_{surface}$ = 5 MPa.

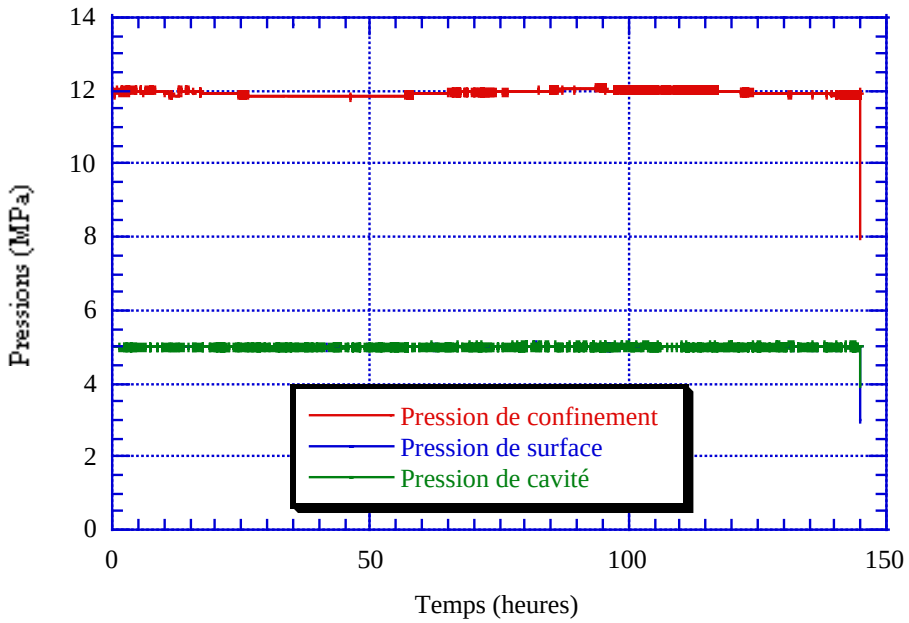


Figure III.21 - Courbes de variations des pressions en fonction du temps pour un essai de confinement sur l'argile de l'Est -phase de cicatrisation - la pression de surface est pratiquement confondue avec la pression de cavité.

- ***Phase 3*** **:** comportement après cicatrisation

On applique de nouveau une surpression hydraulique au niveau de la cavité mais cette fois ci avec des rampes de pressions.

Vu la compressibilité des circuits réservoir, cavité et surface, les débits mesurés ne permettent plus de déterminer une perméabilité ; en effet une partie du débit injecté pénètre dans la roche (perméabilité) et une partie du débit sert à augmenter la pression dans le réservoir et la cavité (compressibilité). Or on ne sait pas faire le partage entre ces deux sauf si on connaît la compressibilité du réservoir.

$$Q_{injecté} = Q_{perméabilité} + \beta \cdot V \cdot \frac{\partial P}{\partial t}$$

De toute façon, l'interprétation des résultats est difficile car on n'est jamais en régime permanent d'écoulement.

On peut constater d'après ces essais qu'on retrouve la valeur initiale de perméabilité qui est de 2 10^{-20} m^2 pendant la période qui précède la rampe, entre les heures 0 et 50. On peut donc conclure que des micro-fractures dans un échantillon peuvent être cicatrisées.

Vu la compressibilité du liquide, on ne peut pas dire grand chose quand le chargement en pression monte en rampe (Figure III.22 et figure III.23). D'autres précautions doivent être prises en compte dans le calcul et l'interprétation de cette courbe.

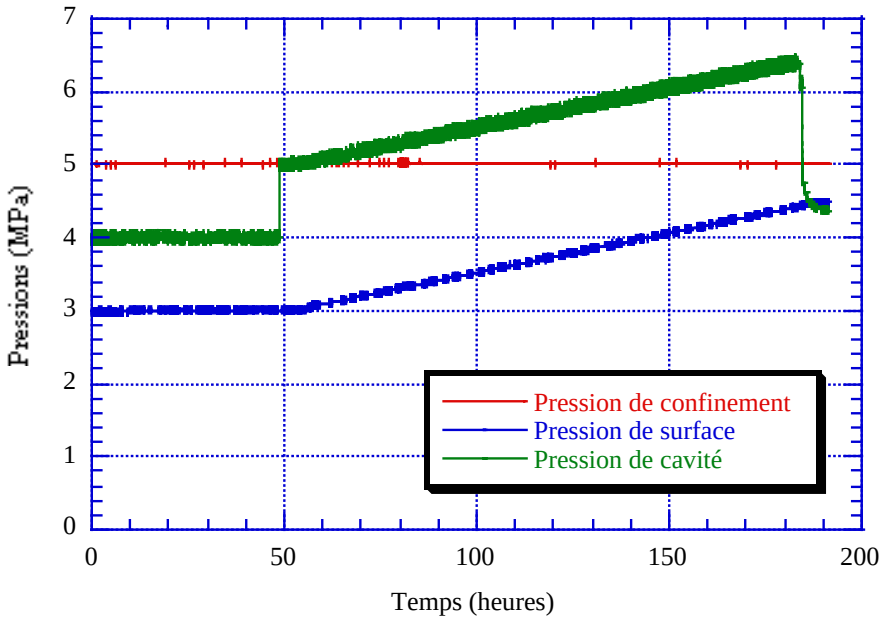


Figure III.22 - Courbes de variations des pressions en fonction du temps pour un essai de confinement sur l'argile de l'Est.

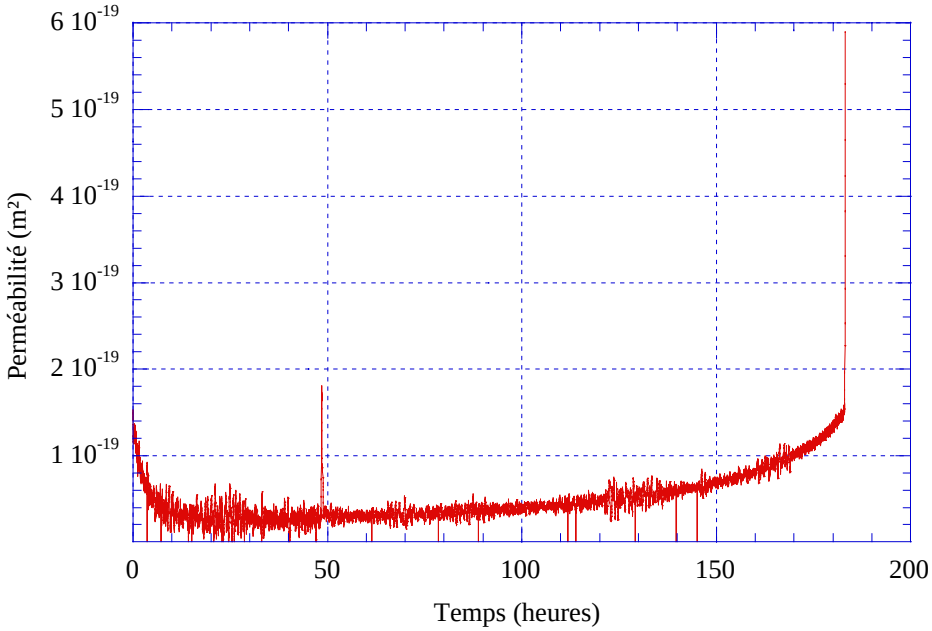


Figure III.23 - Courbes de variation de la perméabilité en fonction du temps pour un essai de confinement sur l'argile de l'Est.

III.3.5 Argile de MOL

Le même dispositif expérimental que celui utilisé pour réaliser l'essai sur l'argile de Mont Terri a été mis en place. Pour diminuer l'effet des réactions chimiques qui peuvent intervenir durant l'essai une solution d'eau en équilibre est utilisée (voir conditions de préparation).
En revanche, on était obligé de modifier la valeur du rayon du trou qui devient de 8mm. Cette décision a été prise suite à une fermeture du trou au cours du premier essai à cause du fluage du matériau.

III.3.5.1 Procédure de l'essai

Pour comprendre le phénomène de cicatrisation et mieux interpréter les essais, on a trouvé qu'il est logique d'entamer une 1ère phase de mesure sur un échantillon sain et d'évaluer l'effet de la pression de confinement sur celui ci. La contrainte de confinement appliquée prend au cours de l'essai les valeurs suivantes 1, 2, 3 et 4,5 MPa.
Après une phase de resaturation/reconfinement, on mesure la perméabilité de l'échantillon. Cette dernière est d'environ **5 10^{-19}** m^2.

a. 1ère série de mesure

L'essai dure 31 jours environ (voir figure III.25). On effectue une première phase sans écoulement de 5 jours, puis on réalise 3 cycles successifs de chargement. Au cours de chaque cycle on augmente la pression de confinement, et on procède à une mesure de perméabilité au début et à la fin de chaque cycle ; ceci se fait en créant une différence de pression entre la cavité et la surface. Ces mesures de perméabilité sont séparées par une phase de cicatrisation. A la fin de chaque cycle les pressions de confinement sont baissées à une valeur de 1 MPa. On a réalisé à ce niveau une mesure de perméabilité qui nous a permis à la fin de l'essai de comparer les résultats entre eux pour une même pression de confinement.
On peut résumer en disant que pour chaque cycle on effectue une *phase de cicatrisation* et *deux phases de mesures de perméabilité*.

- *Phase de cicatrisation :* cette phase dure environ 5 jours.

Les pressions appliquées sont la pression de confinement, la pression de cavité et la pression de surface. Ces deux dernières sont maintenues égales et constantes à 0,3 MPa durant toute cette période. Il y a en tout quatre phases de cicatrisation pendant lesquelles la pression de confinement prend respectivement les valeurs 1, 2, 3 et 4,5 MPa

- *Phase de mesure de perméabilité :* la mesure de perméabilité dure environ un jour.

Les valeurs de perméabilité sont déterminées au moyen de la relation pression/débit obtenue pour une géométrie donnée, par CASTEM. Les valeurs des débits sont calculées par régression linéaire effectuée sur les données expérimentales (volume injecté en fonction du temps, ici le temps est égale à une heure). Durant cette phase la pression de cavité est de 0,6 MPa alors que celle de pression de surface est de 0,5 MPa, afin de créer un gradient de pression. L'écoulement d'eau se fait de la cavité vers la surface.

Dix mesures de perméabilité ont été réalisées pour différentes valeurs de pressions appliquées. On présente dans ce qui suit un tableau récapitulatif des mesures :

Cycles	Phase de mesure de perméabilité	Pression de confinement (MPa)	Pression de surface (MPa)	Pression de cavité (MPa)	Perméabilité calculée (m²)
Cycle 1	1	1	0,5	0,6	10^{-18}
	2	2	0,5	0,6	$8\ 10^{-19}$
Cycle 2	3	2	0,5	0,6	$8\ 10^{-19}$
	4	1	0,5	0,6	$8,5\ 10^{-19}$
	5	3	0,5	0,6	$7\ 10^{-19}$
Cycle 3	6	3	0,5	0,6	$6\ ,5\ 10^{-19}$
	7	1	0,5	0,6	$9,5\ 10^{-19}$
	8	4,5	0,5	0,6	$5\ 10^{-19}$
Cycle 4	9	4,5	0,5	0,6	$5\ 10^{-19}$
	10	1	0,5	0,6	10^{-18}

Tableau III.5 – Les valeurs de perméabilité retrouvées pour les différentes phases de mesure.

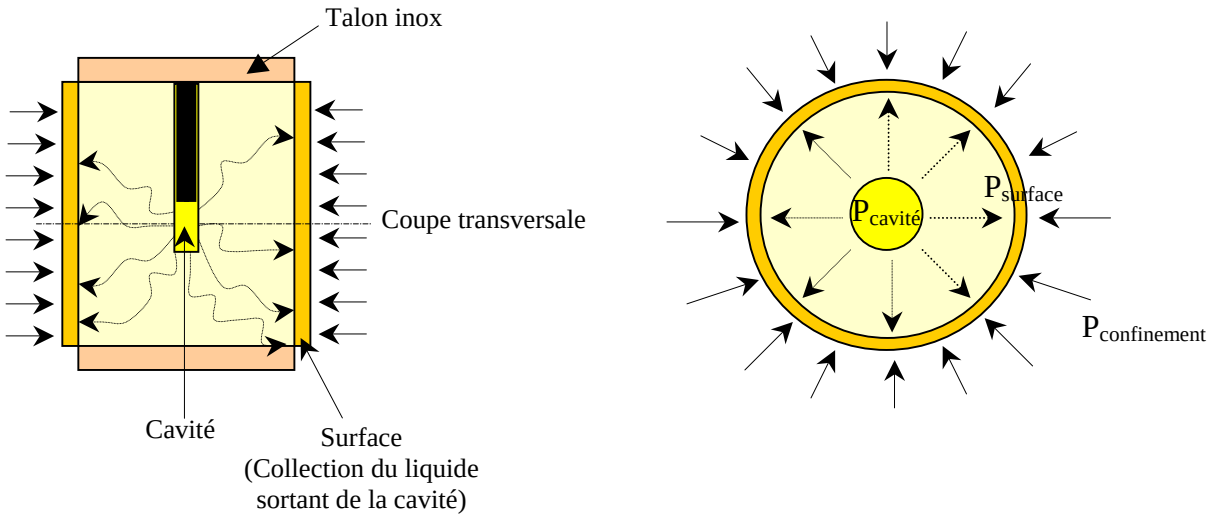


Figure III.24 – Sens d'écoulement du liquide à l'intérieur de l'échantillon sain d'argile de Mol.

On présente par la suite les schémas de cette 1ère série de mesure:

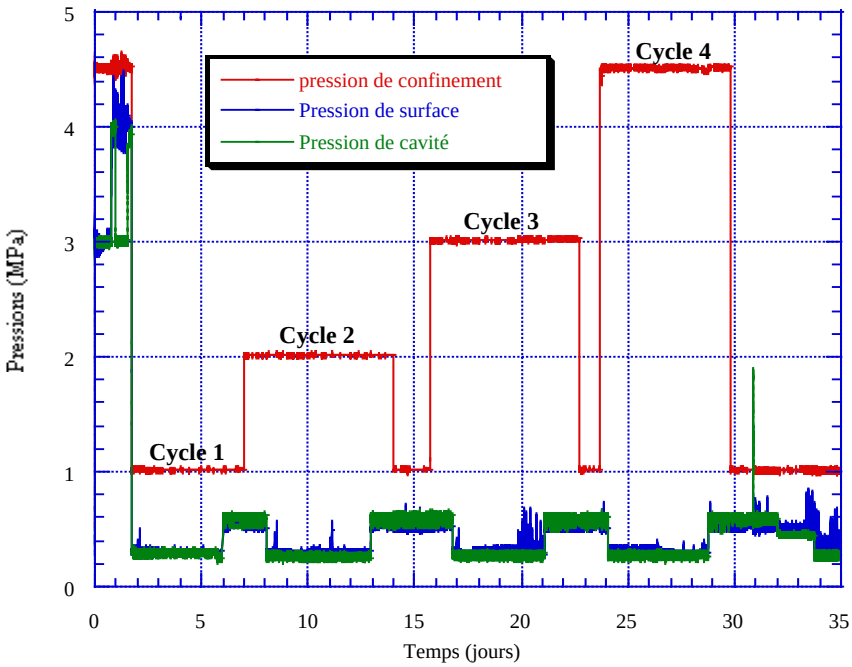


Figure III.25 – Courbes des variations de pressions appliquées sur l'échantillon d'argile de Mol avant endommagement.

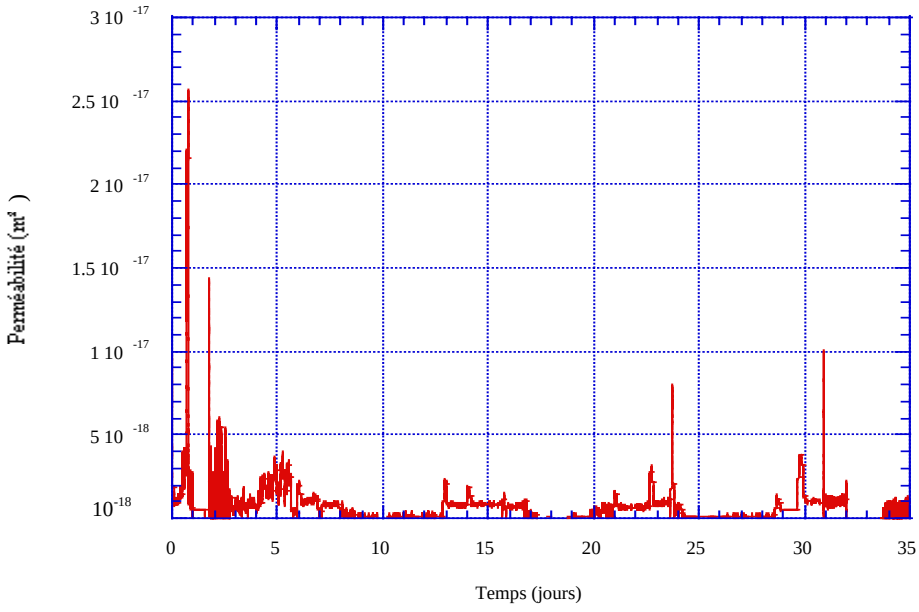


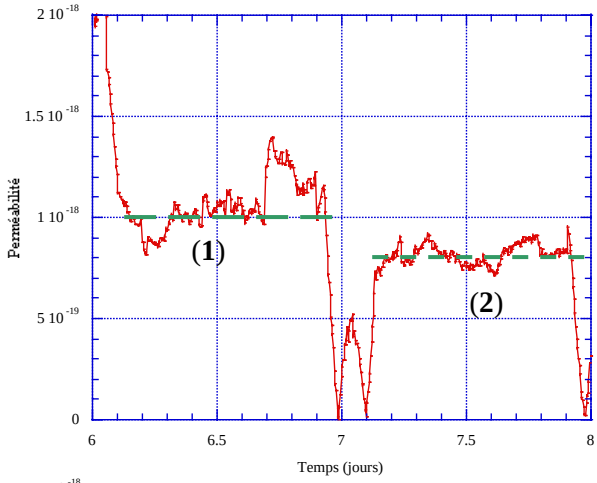
Figure III.26 – Courbes des variations de perméabilité sur l'échantillon d'argile de Mol avant endommagement.

Pour mieux voir les variations de perméabilité, on a illustré les cycles de mesurede perméabilité définis précédemment sur des figures indépendantes.

ESSAI DE CONFINEMENT AVANT ENDOMMAGEMENT

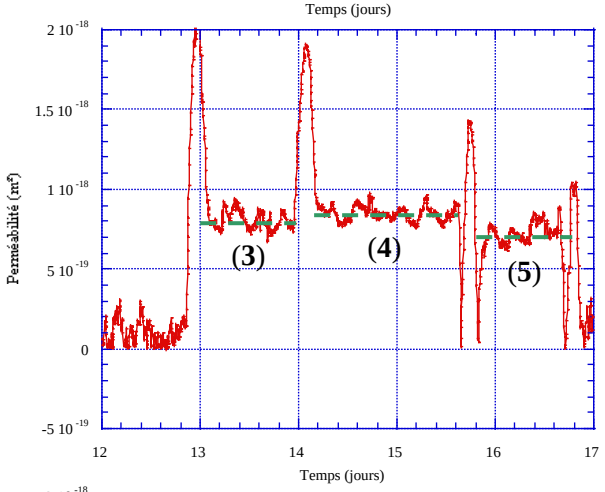
Cycle 1 :

(**1**) $P_{confinement}$ = 1 MPa → k = 10^{-18} m²
(**2**) $P_{confinement}$ = 2 MPa → k = 8 10^{-19} m²
$P_{cavité}$ = 0,6 MPa
$P_{surface}$ = 0,5 MPa



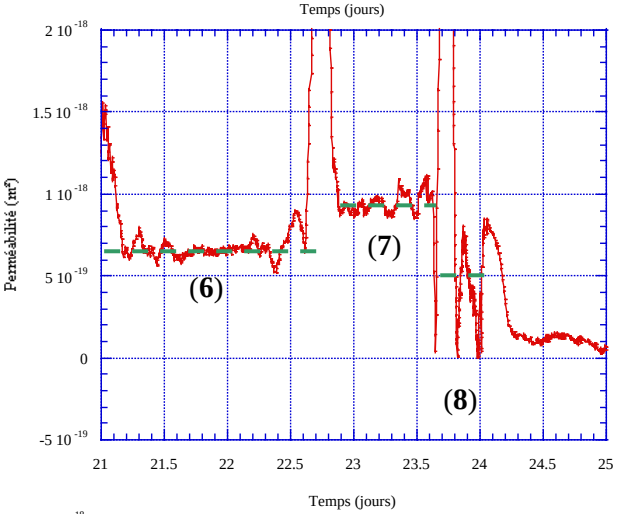
Cycle 2 :

(**3**) $P_{confinement}$ = 2 MPa → k = 8 10^{-19} m²
(**4**) $P_{confinement}$ = 1 MPa → k = 8,5 10^{-19} m²
(**5**) $P_{confinement}$ = 3 MPa → k = 7 10^{-19} m²
$P_{cavité}$ = 0,6 MPa
$P_{surface}$ = 0,5 MPa



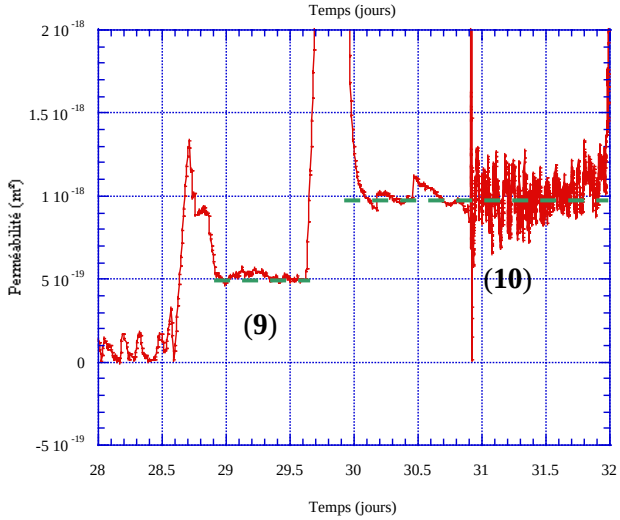
Cycle 3 :

(**6**) $P_{confinement}$ = 3 MPa → k = 6,5 10^{-19} m²
(**7**) $P_{confinement}$ = 1 MPa → k = 9,5 10^{-19} m²
(**8**) $P_{confinement}$ = 4,5 MPa → k = 5 10^{-19} m²
$P_{cavité}$ = 0,6 MPa
$P_{surface}$ = 0,5 MPa



Cycle 4 :

(**9**) $P_{confinement}$ = 4,5 MPa → k = 5 10^{-19} m²
(**10**) $P_{confinement}$ = 1 MPa → k = 10^{-18} m²
$P_{cavité}$ = 0,6 MPa
$P_{surface}$ = 0,5 MPa



(**i**) $_{i = 1…10}$: Phase de mesure de perméabilité

- **Phénomènes transitoires et incertitudes**

On remarque sur ces courbes que les pics visibles au niveau des courbes de perméabilité (liés évidemment à des pics du débit au niveau de la cavité) sont directement consécutifs à la variation de pression de confinement et sont provoqués par la compressibilité du circuit. En conséquence, il ne faut pas rattacher ces valeurs de pic à une variation de perméabilité exploitable.

De même, lors de variation de la pression de confinement, il se produit un échauffement adiabatique du fluide dans le circuit suivi d'un refroidissement progressif. Une compression de δP engendre un échauffement de $\delta T = \frac{\alpha.T}{\rho.c} \cdot \delta P$

Avec T : température absolue
α : coefficient de dilatance thermique de l'eau
ρ : masse volumique du fluide
C : chaleur spécifique

Immédiatement après le pic, la perméabilité décroît alors progressivement Ce phénomène est expliqué par la compensation de la contraction du fluide, par l'injecteur durant la période du refroidissement. Il apparaît, par la suite, des phases pendant lesquelles la perméabilité a tendance à se stabiliser.

Vu l'obligation de travailler avec des valeurs de pression très faibles (les capteurs de pression ont une gamme de 25 MPa et donc ne sont pas conçus spécialement pour des faibles pressions. Ceci provoque une fluctuation des mesures bien que les valeurs de pression restent constantes) et la présence d'écarts très faibles ou nuls entre les pressions, on ne peut pas être à l'abri des effets transitoires, (oscillation accidentelle de l'asservissement de pression) qui viennent perturber les résultats de perméabilité trouvés.

Pendant la phase de cicatrisation la pression de cavité $P_{cavité}$ et la pression de surface $P_{surface}$ sont maintenue égales à une valeur de 0,3 MPa. Les débits sortant de la cavité doivent être égaux, avec un signe inversé, aux débits sortant de la cellule. Or, sur les courbes on remarque, durant cette phase, une mesure de perméabilité qui n'est pas réelle. En effet, les capteurs des pressions varient beaucoup autour d'une valeur de 0,3 MPa et il est très difficile d'annuler totalement le débit. Les résultats obtenus durant cette phase sont donc assimilés dans le programme de calcul, à des valeurs de mesures mais ces valeurs ne sont pas significatives puisqu'on ne sait pas avec certitude ce qu'on mesure à ce niveau (Figure III.25).

- **Conclusion de cette première série de mesure**

D'après les 10 phases de mesure, on peut conclure que la pression de confinement $P_{confinement}$ a une influence sur la perméabilité mesurée. Plus la pression de confinement est grande moins grande est la perméabilité. Toutefois cet effet est réversible, il ne s'agit pas de cicatrisation puisque la relation perméabilité/pression de confinement est univoque. En effet, après des cycles de confinement/deconfinement, on obtient pratiquement la même valeur de perméabilité 10^{-18} m² pour une valeur de pression donnée ($P_{confinement}$ = 1 MPa).

b. Tentative d'endommagement de l'échantillon

Durant cette tentative d'endommagement de l'échantillon d'argile de Mol, la pression de cavité est haussée de 0,6 MPa à une valeur de 1,9 MPa (Figure III.27) puis elle est portée à nouveau à 0,6 MPa. Les pressions de confinement et de surface sont toutes deux maintenues à une valeur de 1 MPa et 0,5 MPa respectivement. On espérait endommager ainsi la paroi de la cavité en réalisant un état de contrainte tel que celui qu'on rencontre en fracturation hydraulique (ouverture de fractures radiales).

La mesure de perméabilité à une pression de confinement $P_{confinement}$ = 1 MPa avant et après la tentative d'endommagement se révèle donner le même résultat soit $k = 10^{-18}$ m².

Il est très difficile de comprendre ce qui se passe à ce niveau, vu le caractère plastique de cette argile. On s'attendait en effet à avoir créé une fracturation radiale et à augmenter de façon irréversible la perméabilité.
On peut expliquer probablement ce phénomène par une ouverture des fissures pré-existantes. Cette ouverture serait totalement réversible puisqu'on retrouve la même valeur de perméabilité directement après cette tentative d'endommagement.

La réalisation d'une phase de « cicatrisation », de durée 7 jours, après cette tentative d'endommagement permet de baisser la valeur de perméabilité trouvée à ce niveau (10^{-18} m²) à 7 10^{-19} m² pour un confinement de 1 MPa (voir le début de la figure III.29). Ce résultat est en contradiction avec l'absence de création de fissures car si l'échantillon n'était pas « endommagé » on devrait retrouver la valeur d'avant cicatrisation puisqu'on travaille avec la même pression de confinement (résultat de l'essai 1 : essai de confinement avant endommagement). On verra aussi par la suite que ce résultat n'est pas lié à une erreur de mesure.

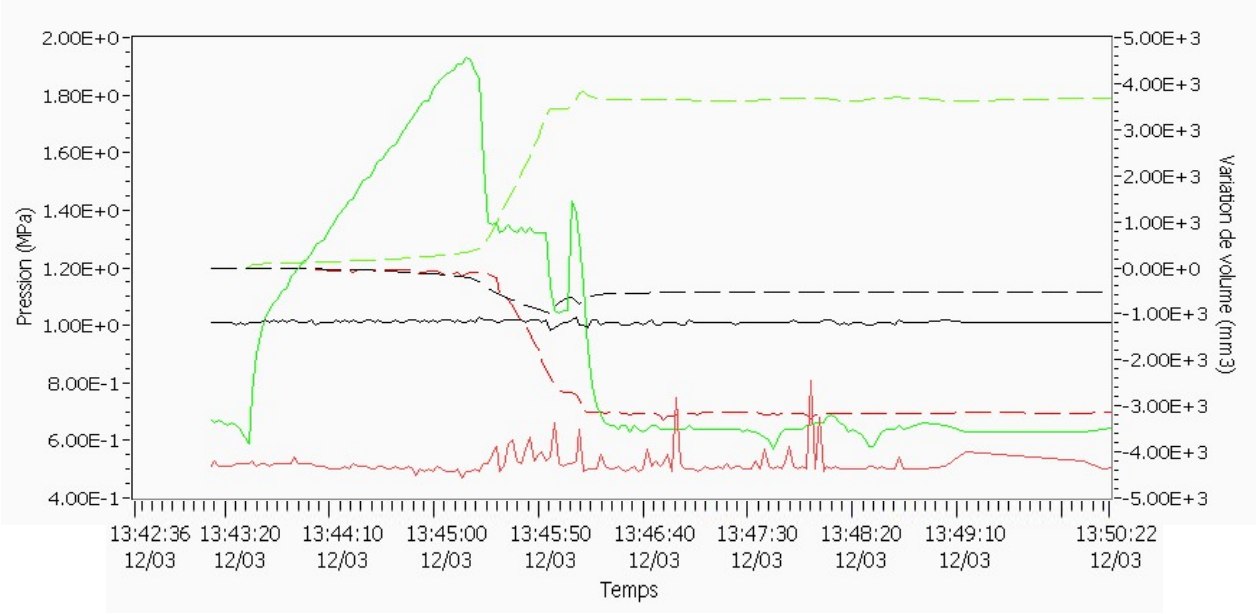
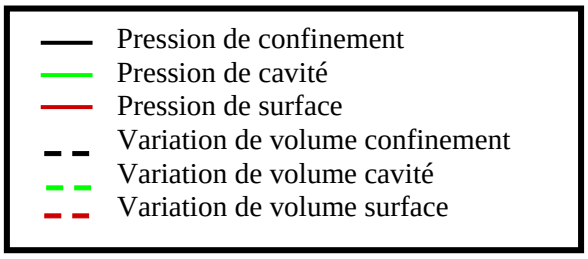


Figure III.27 - Courbe des pressions et de variation de volume en fonction du temps pour une argile de Mol durant la phase d'endommagement.



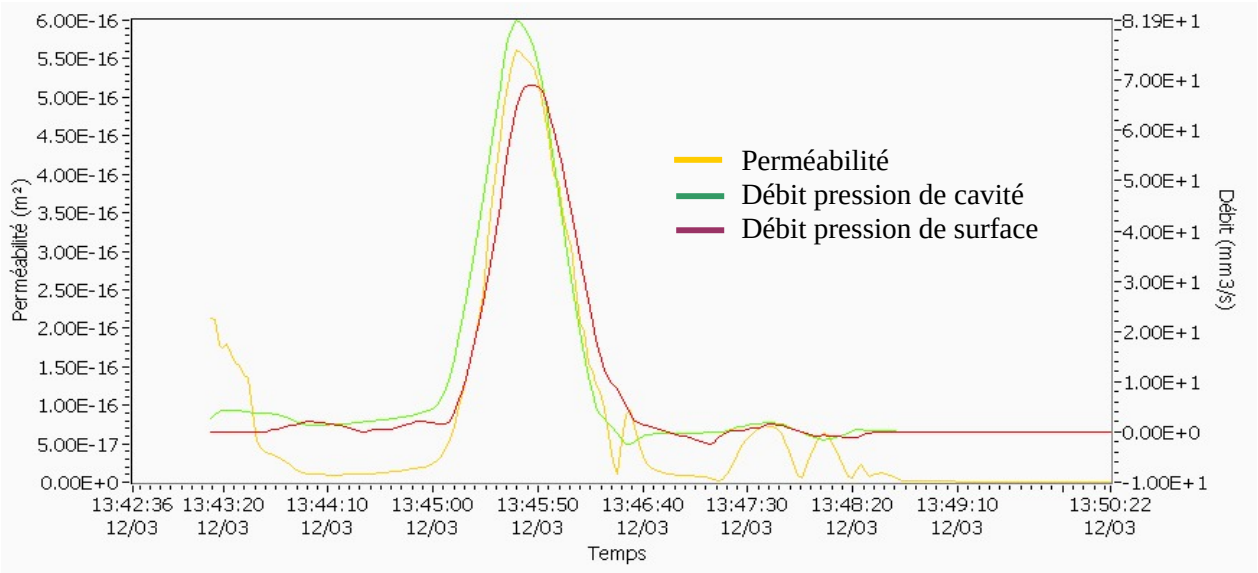


Figure III.28 - Courbe de la perméabilité et des débits en fonction du temps pour une argile de Mol durant la phase d'endommagement.

c. 2ème série de mesure

On entame ici la 2ème série d'essais, après la tentative d'endommagement de l'échantillon décrit au paragraphe précédent. On fait subir à l'échantillon d'argile la même série de mesures que pour la 1ère. On a appliqué les mêmes procédures de chargement pour les phases de cicatrisation et les phases de mesure de perméabilité.

Dix mesures de perméabilité ont été réalisées pour différentes valeurs de pressions appliquées. On présente dans ce qui suit un tableau récapitulatif des mesures :

Cycles	Phase de mesure de perméabilité	Pression de confinement (MPa)	Pression de surface (MPa)	Pression de cavité (MPa)	Perméabilité calculée (m²)
Cycle 1	1'	1	0,5	0,6	$7\ 10^{-19}$
	2'	2	0,5	0,6	$5,2\ 10^{-19}$
Cycle 2	3'	2	0,5	0,6	$5\ 10^{-19}$
	4'	1	0,5	0,6	$7\ 10^{-19}$
	5'	3	0,5	0,6	$4,1\ 10^{-19}$
Cycle 3	6'	3	0,5	0,6	$4,1\ 10^{-19}$
	7'	1	0,5	0,6	$7\ 10^{-19}$
	8'	4,5	0,5	0,6	$3,5\ 10^{-19}$
Cycle 4	9'	4,5	0,5	0,6	$3,5\ 10^{-19}$
	10'	1	0,5	0,6	$7,5\ 10^{-19}$

Tableau III.6 – Valeurs de perméabilité trouvées pour les différentes phases de mesure.

On peut conclure que la pression de confinement $P_{confinement}$ a une influence sur la valeur mesurée de perméabilité. Plus la pression de confinement est grande, moins grande est la perméabilité.
Après des cycles de confinement/deconfinement, on obtient pratiquement la même valeur de perméabilité $7\ 10^{-19}$ m² pour une valeur de pression donnée ($P_{confinement}$ = 1 MPa).

On peut conclure que la cicatrisation s'est produite uniquement durant la première période à une pression de confinement de 1 MPa. Les autres valeurs de pression de confinement appliquées par la suite au cours de l'essai (2, 3 et 4,5 MPa) n'ont pas permis de modifier cette valeur de perméabilité.
Ceci est expliqué par le fait que l'argile de Mol est une argile très plastique et qu'elle a pu retrouver la fermeture totale des fissures créées directement durant les 5 premiers jours de cicatrisation à une pression de confinement de 1 MPa ; ce pourquoi aucun effet de pression de confinement appliquée après la 1ère phase de cicatrisation n'a pu voir le jour.

On présente dans ce qui suit les schémas de cette 2ème série de mesure (Figure III.29 et Figure III.30). Juste après, pour mieux voir les variations de perméabilité, on a illustré les cycles de mesures de perméabilité définis dans le tableau sur des figures indépendantes.

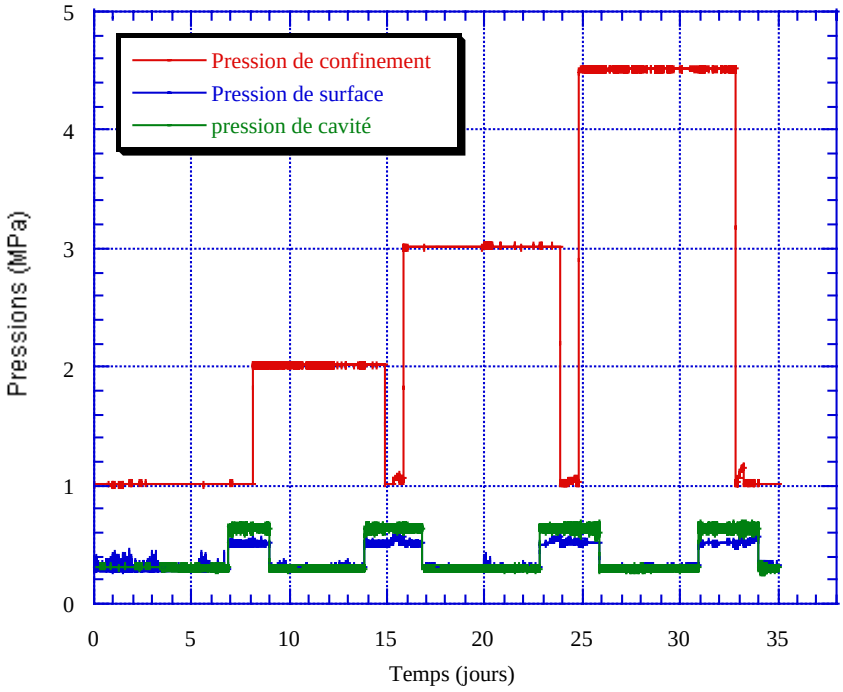


Figure III.29 - Courbe de variation de pressions appliquées sur l'argile de Mol après la tentative d'endommagement.

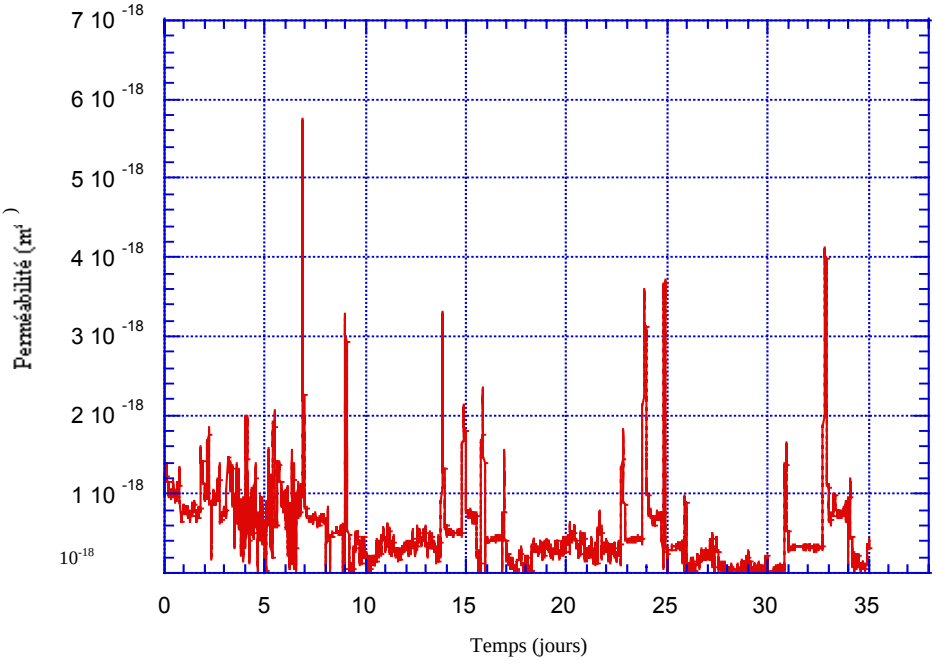
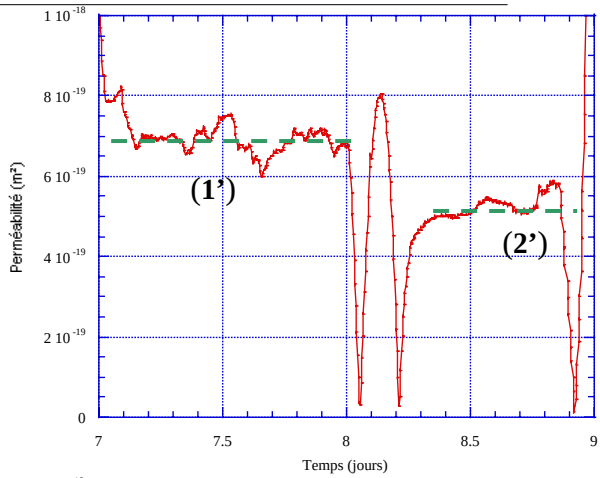


Figure III.30 - Courbe de variation des perméabilités sur l'échantillon d'argile de Mol après la tentative d'endommagement.

ESSAI DE CONFINEMENT APRES TENTATIVE D'ENDOMMAGEMENT

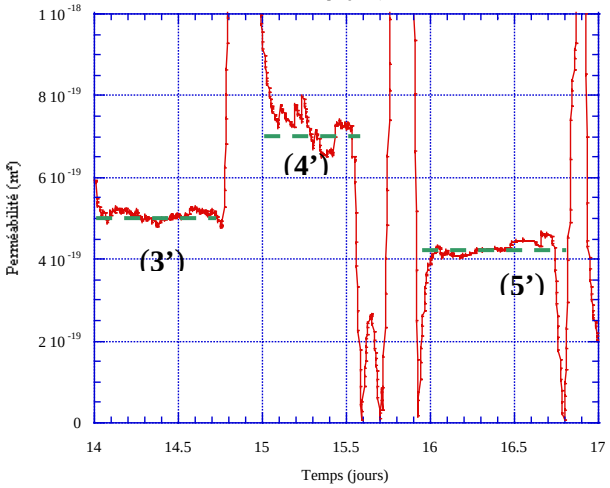
Cycle 1 :

$P_{confinement}$ = 1 MPa → k = 7 10^{-19} m²
$P_{confinement}$ = 2 MPa → k = 5,2 10^{-19} m²
$P_{cavité}$ = 0,6 MPa
$P_{surface}$ = 0,5 MPa



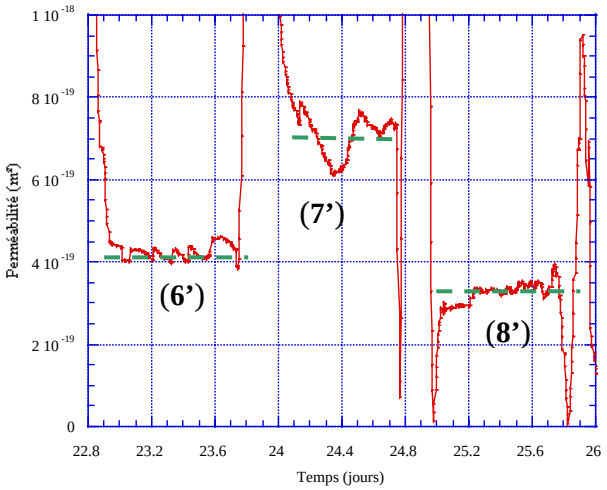
Cycle 2 :

$P_{confinement}$ = 2 MPa → k = 5 10^{-19} m²
$P_{confinement}$ = 1 MPa → k = 7 10^{-19} m²
$P_{confinement}$ = 3 MPa → k = 4.1 10^{-19} m²
$P_{cavité}$ = 0,6 MPa
$P_{surface}$ = 0,5 MPa



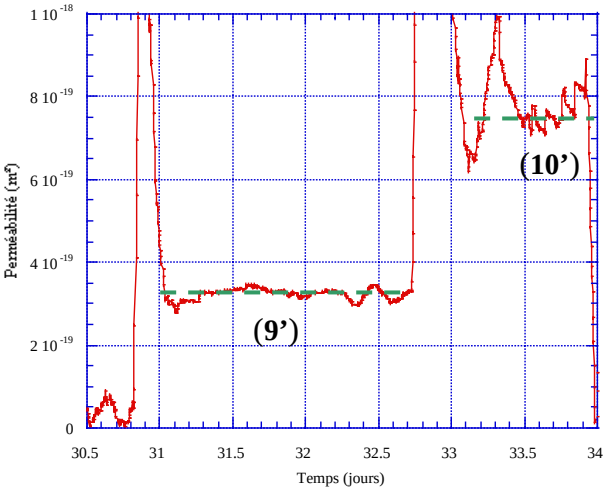
Cycle 3 :

$P_{confinement}$ = 3 MPa → k = 4,1 10^{-19} m²
$P_{confinement}$ = 1 MPa → k = 7 10^{-19} m²
$P_{confinement}$ = 4,5 MPa → k = 3,5 10^{-19} m²
$P_{cavité}$ = 0,6 MPa
$P_{surface}$ = 0,5 MPa



Cycle 4 :

$P_{confinement}$ = 4.5 MPa → k = 3,5 10^{-19} m²
$P_{confinement}$ = 1 MPa → k = 7,5 10^{-19} m²
$P_{cavité}$ = 0,6 MPa
$P_{surface}$ = 0,5 MPa



d. Interprétation de tous les résultats

Si on regarde bien cette courbe (Figure III.31), on peut remarquer que la 1ère courbe rouge, obtenue au début de l'essai (1ère série de mesure), est presque linéaire. On peut conclure que la perméabilité baisse d'une façon linéaire avec la pression de confinement. La 2ème courbe en vert, obtenue après la tentative d'endommagement (2ème série de mesure), ne présente pas une forme linéaire, mais plutôt concave. Ceci élimine l'idée de présence d'une erreur de mesure pouvant causer un décalage de la courbe.
On peut donc conclure d'après tout ce qui a été déjà fait qu'on a dû refermer des fissures qu'on avait ouvertes de manière réversible.

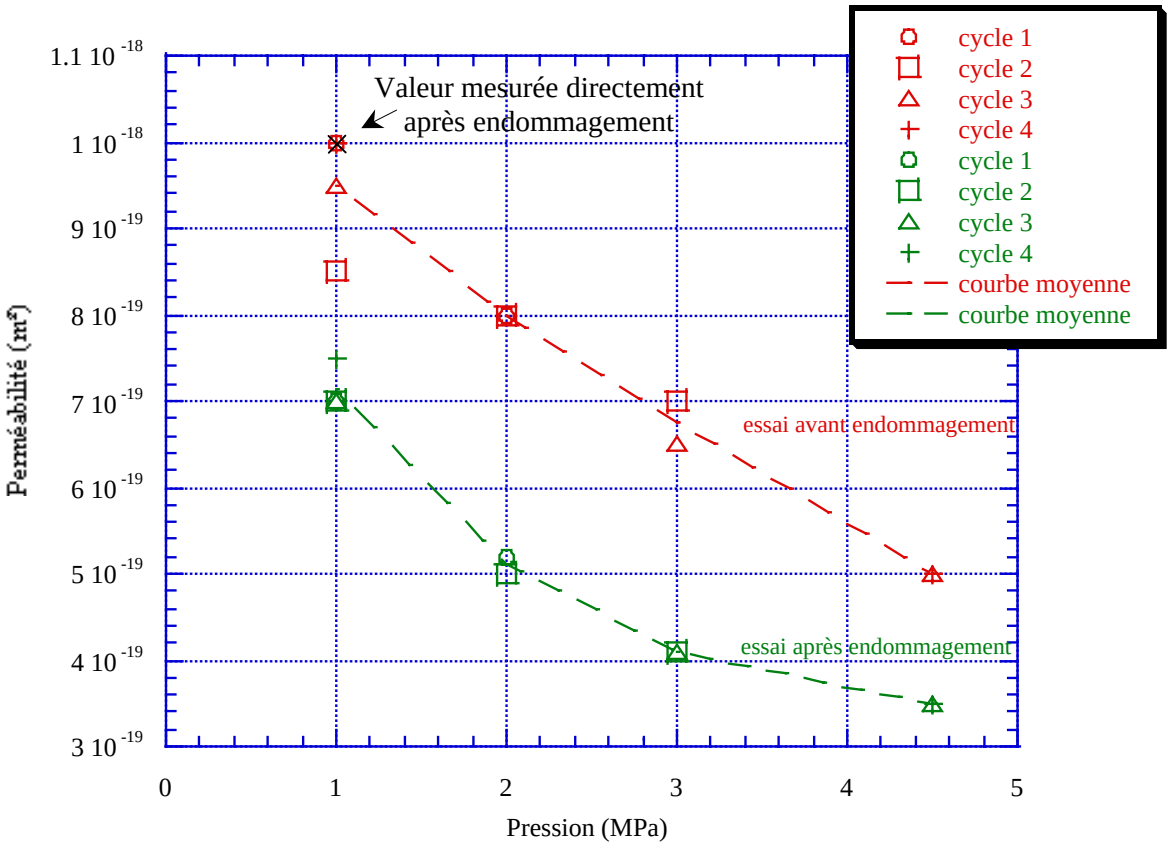


Figure III.31 - Courbe de variation de la perméabilité en fonction de la pression de confinement avant et après la tentative d'endommagement.

III.4 Essai avec déviateur de chargement

III.4.1 Essai sur l'argile de Mol

Cet essai avec déviateur est réalisé sur un échantillon d'argile de Mol déjà saturé et re-confiné. L'éprouvette est soumise à une pression de confinement de 4,5 MPa maintenue constante tout au long de l'essai. Les pressions de surface et de cavité restent beaucoup plus petites pendant tout l'essai sauf pendant la phase d'endommagement.

Avant l'endommagement, on réalise une première mesure de perméabilité qui dure environ 3 jours ; ce pourquoi une différence de 0,1 MPa entre la pression de cavité et la pression de surface est appliquée. La perméabilité mesurée est de valeur $2\ 10^{-19}$ m² (Figure III.32 et Figure III.36).

La valeur de perméabilité obtenue est en concordance avec la mesure de perméabilité faite à l'aide de l'essai pulse sur le même matériau.

Pour endommager l'échantillon, ce dernier subit une surpression hydraulique au niveau de la cavité. La pression de cavité passe instantanément de 0,6 MPa à une valeur de 6,5 MPa. On cherche à créer des fissures radiales autour de la cavité ou horizontales. La pression de surface est toujours maintenue constante, depuis le début d'essai, à une valeur de 0,5 MPa et la pression de confinement est constante pendant cette phase ; elle vaut 4,5 MPa partout (sur les faces latérales, les faces supérieure et inférieure) (Figure III.32.1)

Immédiatement après cette phase d'endommagement qui dure environ 4 min et 30 s on réalise une mesure de perméabilité. La nouvelle valeur trouvée est exactement la même que celle mesurée avant endommagement. Ceci confirme l'hypothèse faite dans la partie précédente et selon laquelle cette méthode d'endommagement crée dans l'argile de Mol une ouverture élastique des fissures au moment de l'augmentation de la pression de la cavité, suivie d'une fermeture élastique réversible des fissures dès que la pression de cavité retrouve sa valeur initiale qui est de 0,6 MPa. Ce qui explique le non-changement de la valeur de la perméabilité.

Durant la phase d'endommagement le débit entrant dans la cavité est plus important que le débit sortant ceci peut-être expliqué par le remplissage des fissures ouvertes par du fluide (on remarque aussi que la pression continue à augmenter un peu, ce qui exige un débit $Q = \beta \cdot V \cdot \dot{P}$) (Figure III.32.1).

L'application par la suite d'une pression axiale supplémentaire sur la totalité de la surface supérieure de l'échantillon, engendrant une contrainte déviatorique de valeur 0,7 MPa modifie les courbes des volumes injectés (Figure III.33). Cette force est appliquée un peu avant le 4ème jour. Le débit sortant par la surface extérieure de l'éprouvette est trop élevé, il s'agit soit d'eau expulsée par l'échantillon sous l'effet du déviateur (par réduction du volume des pores) soit d'une réduction du volume des pores au niveau de la couche drainante suite à la déformation de l'ensemble échantillon + jaquette soit on referme peut être des fissures horizontales (Figure III.34). La perméabilité baisse un peu sous l'effet de cette contrainte déviatorique, on passe de $2\ 10^{-19}$ m² à $1,5\ 10^{-19}$ m² (Figure III.35).

Une phase d'application d'un gradient nul est réalisée à partir du 4ème jour. La contrainte axiale est maintenue à une valeur de 5,2 MPa , la pression de confinement à 4,5 MPa, la pression de cavité et de surface sont toutes deux maintenues à 0,3 MPa. La mesure de perméabilité après cette phase donne la même valeur que la première mesure c'est à dire $2\ 10^{-19}$ m² (Figure III.37).

On peut donc conclure qu'une contrainte déviatorique appliquée sur l'échantillon d'argile de Mol contribue à une réduction instantanée de la perméabilité mais que cette baisse n'est pas irréversible. Donc le chargement mécanique a des effets hydrauliquement réversibles puisque la perméabilité est la même avant et après. Rien jusqu'à présent ne prouve que les effets sont mécaniquement réversibles c'est à dire élastiques puisqu' aucune mesure n'a été faite pour le vérifier. Peut être a-t-on créé des fissures irréversiblement, mais alors les deux faces s'appliquent parfaitement l'une sur l'autre après déchargement.

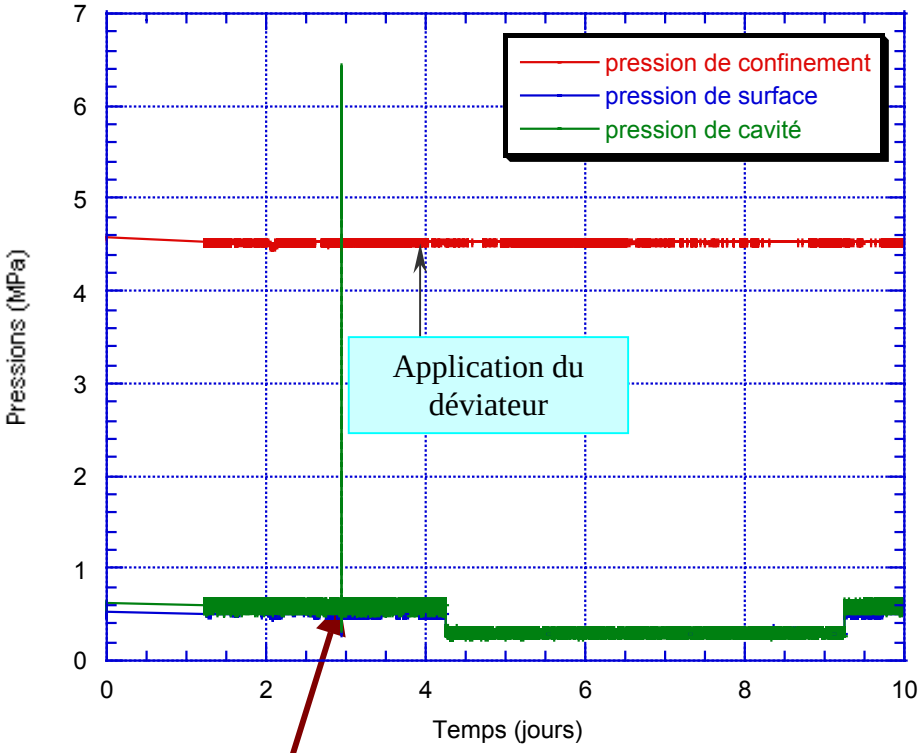


Figure III.32 - Courbes de variations des pressions en fonction du temps pour un essai de confinement avec déviateur sur l'argile de Mol

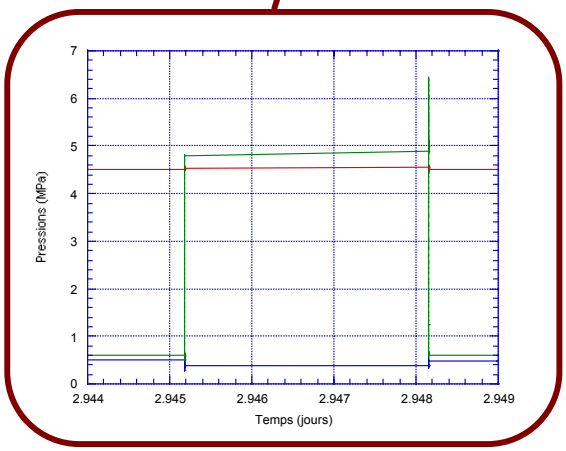


Figure III.32.1 - Détail des pressions appliquées contribuant à l'endommagement de l'échantillon d'argile de Mol.

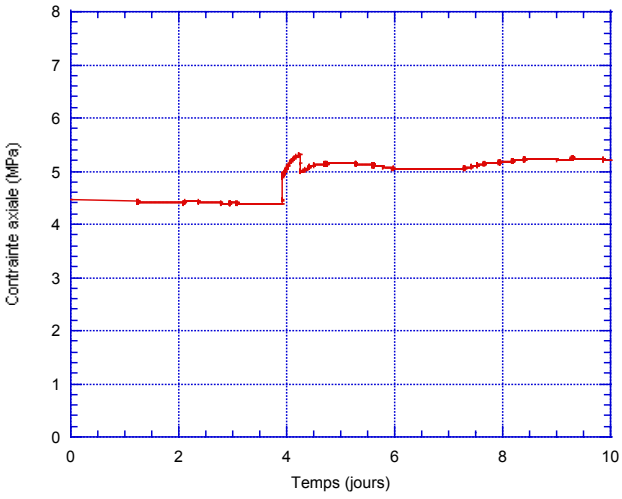


Figure III.33 - Courbe de variation de la contrainte axiale de 4,5 MPa à 5,2 MPa (Application du déviateur).

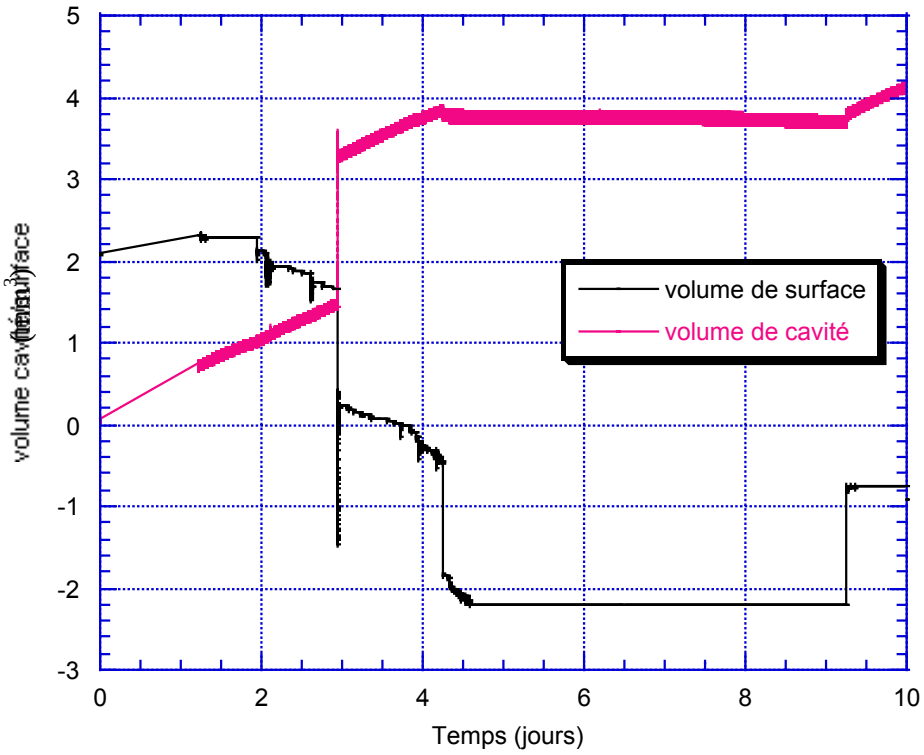


Figure III.34 - Courbes de variation des volumes de surface et de cavité en fonction du temps pour l'argile de Mol.

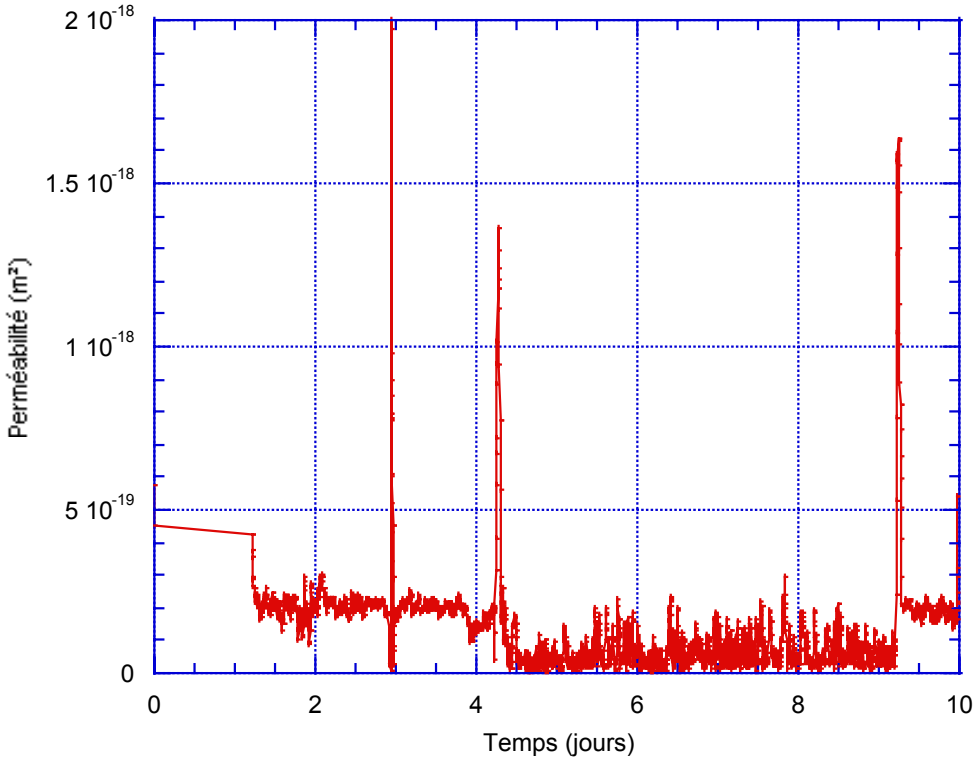


Figure III.35 - Courbes de variation de la perméabilité en fonction du temps pour un essai de confinement avec déviateur sur l'argile de Mol. La perméabilité est calculée en considérant le volume injecté dans la cavité pendant une durée de 5 secondes.

Phases de mesure

Avant endommagement **(A)**

P_{conf} = 4,5 MPa
P_{surf} = 0,5 MPa
P_{cav} = 0,6 MPa ⟹ K = 2 10^{-19} m²
σ_{axiale} = 4,5 MPa

Après endommagement

➢ *Avant l'application du déviateur* **(B)**

P_{conf} = 4,5 MPa
P_{surf} = 0,5 MPa
P_{cav} = 0,6 MPa ⟹ K = 2 10^{-19} m²
σ_{axiale} = 4,5 MPa

➢ *Après l'application du déviateur* **(C)**

P_{conf} = 4,5 MPa
P_{surf} = 0,5 MPa
P_{cav} = 0,6 MPa ⟹ K = 1,5 10^{-19} m²
σ_{axiale} = 5,2 Mpa

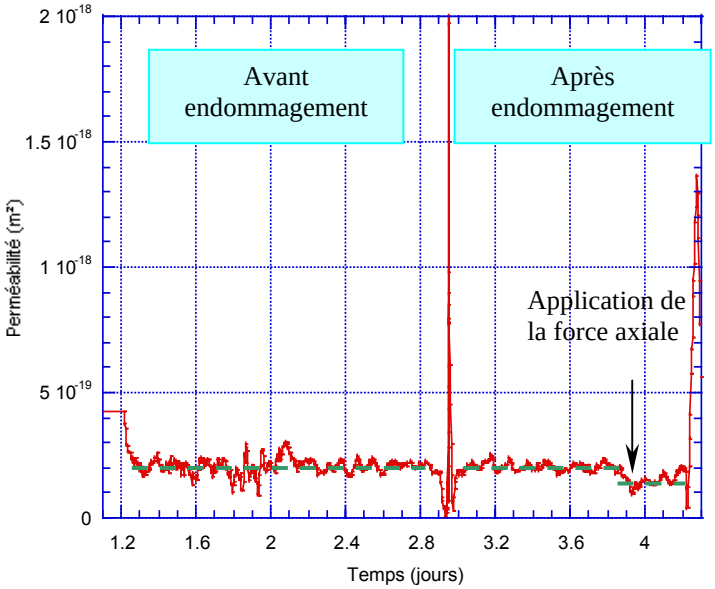


Figure III.36 - Courbe de variation de la perméabilité :
(A) avant endommagement
(B) après endommagement
(C) après l'application de la force axiale

Après application d'un gradient nul

P_{conf} = 4,5 MPa
P_{surf} = 0,5 MPa
P_{cav} = 0,6 MPa ⟹ K = 2 10^{-19} m²
σ_{axiale} = 5,2 MPa

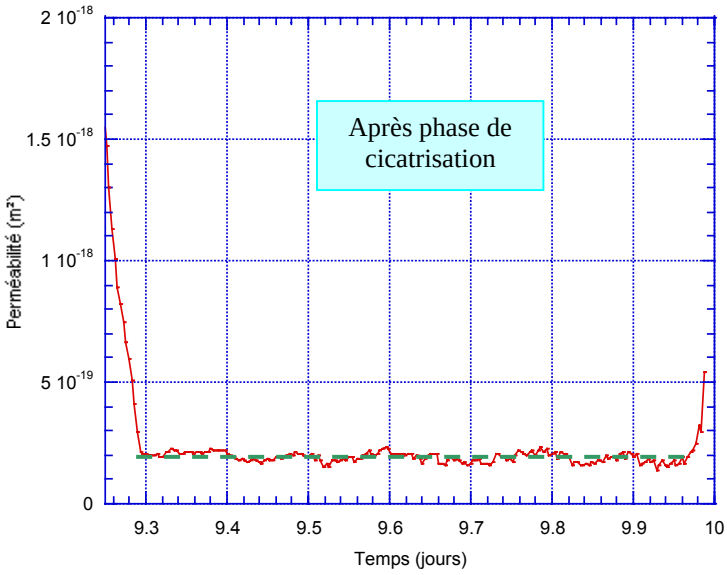


Figure III.37 - Courbe de variation de la perméabilité après cicatrisation avec application du déviateur.

III.5 Etude de la variation du volume injecté dans la cavité

Jusqu'à présent on s'est intéressé uniquement à la variation de la perméabilité en fonction du temps et selon le type de chargement appliqué.
Dans ce qui suit on présentera une étude plus détaillée des variations des volumes injectés dans la cavité en fonction du temps.

III.5.1 Essai de confinement avant endommagement

On rappelle dans ce qui suit le chemin de chargement utilisé pour cet essai.

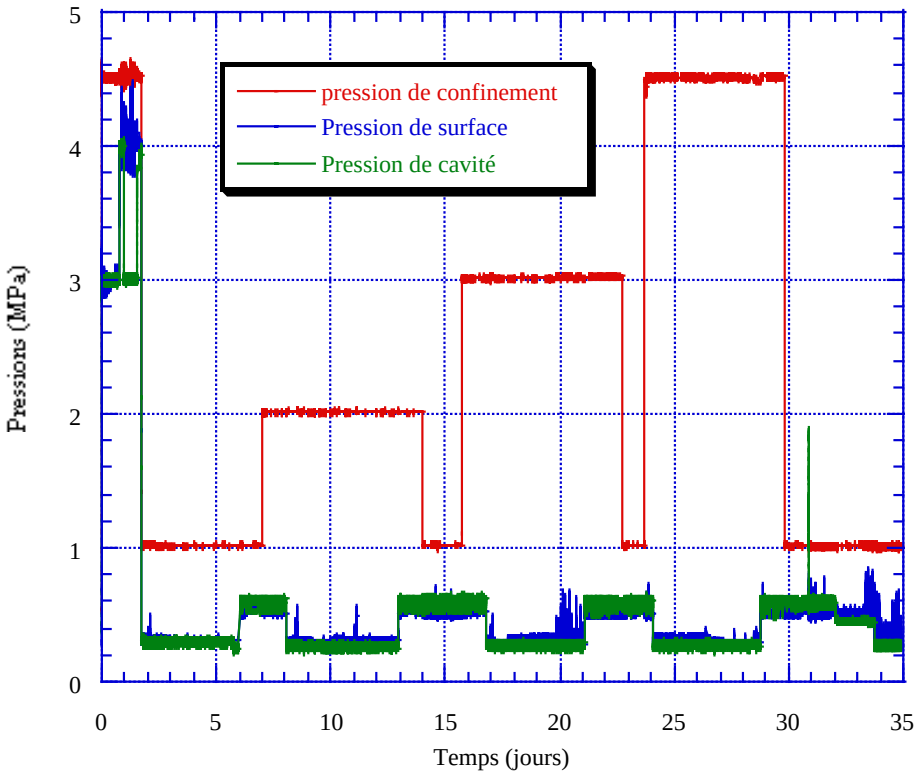
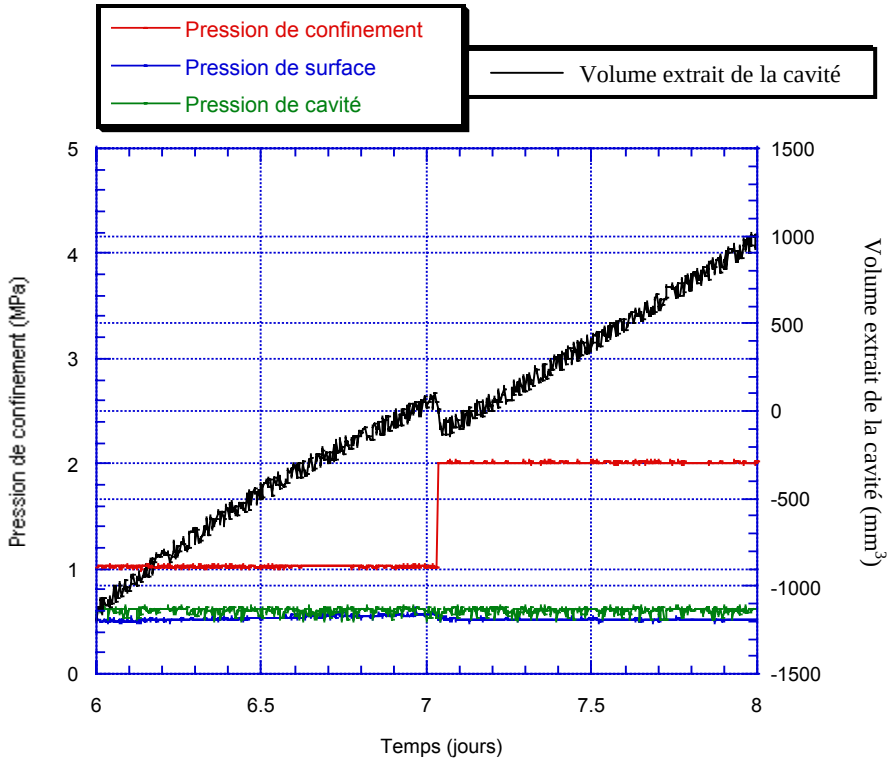


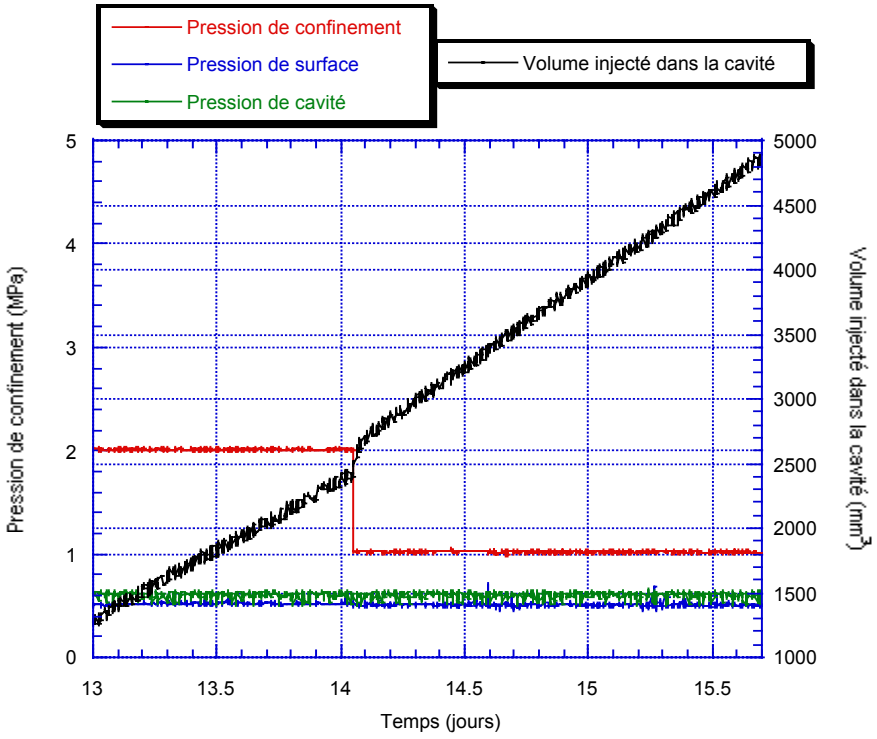
Figure III.38 – Courbes de variation des pressions appliquées sur l'argile de Mol avant endommagement.

On présente dans ce qui suit le détail des variations des volumes injectés dans la cavité pour ces cas de chargements.

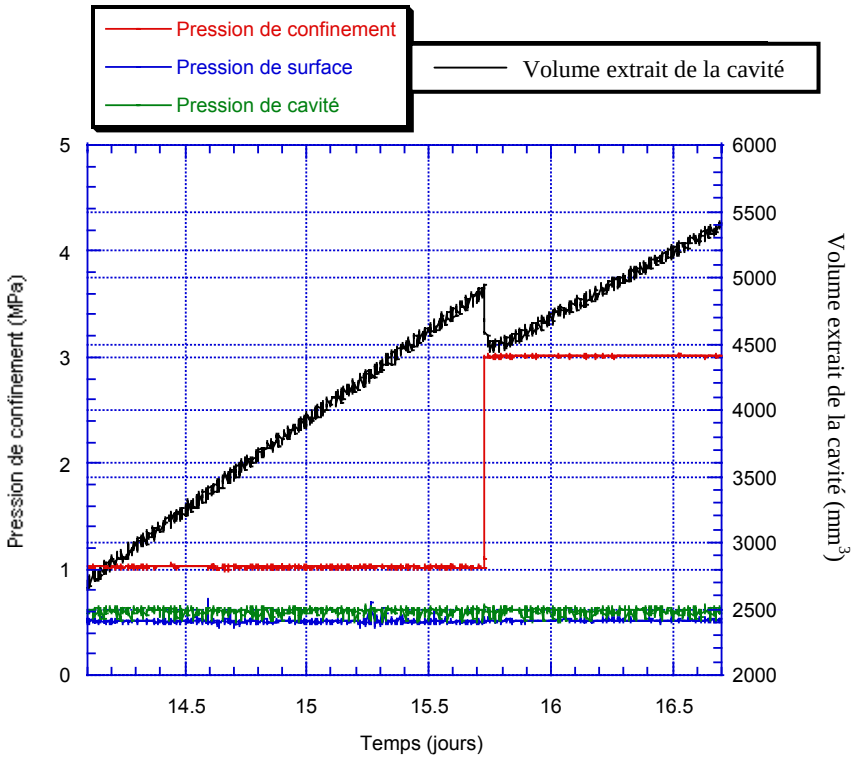
➢ Pour un passage de 1 MPa à 2 MPa on a : $\Delta v = 200\ mm^3$



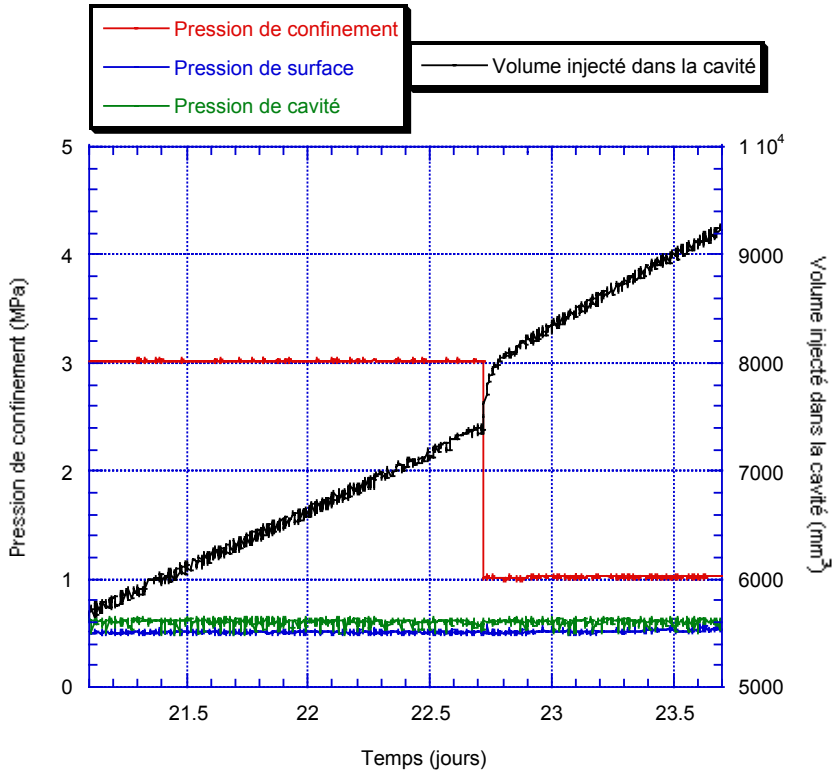
➢ Pour un passage de 2 MPa à 1 MPa on a : $\Delta v = 200\ mm^3$



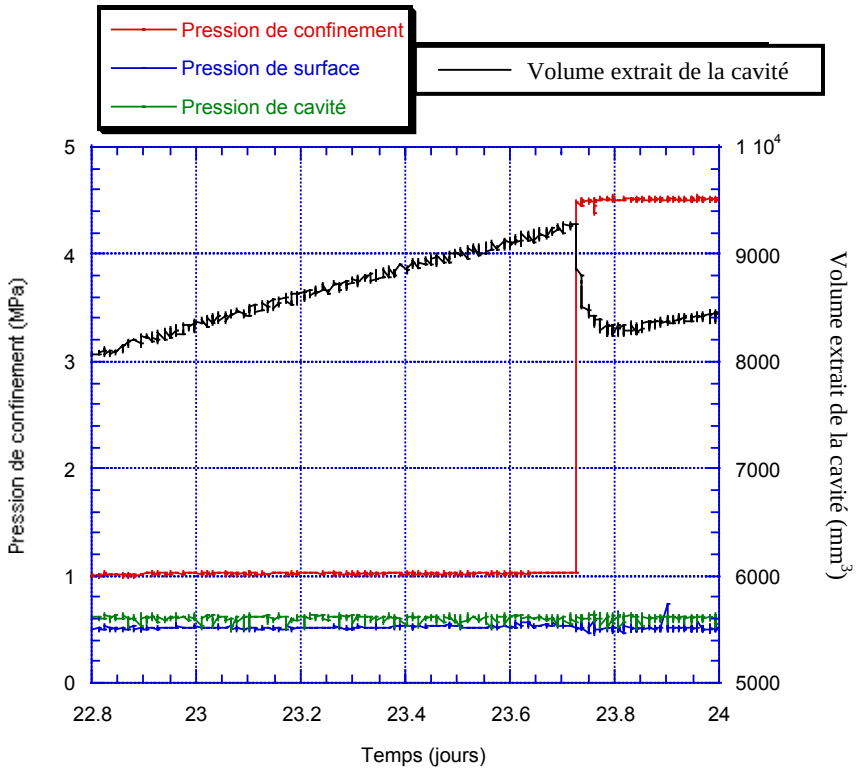
➢ Pour un passage de 1 MPa à 3 MPa on a :
$\Delta v = 550\ mm^3$



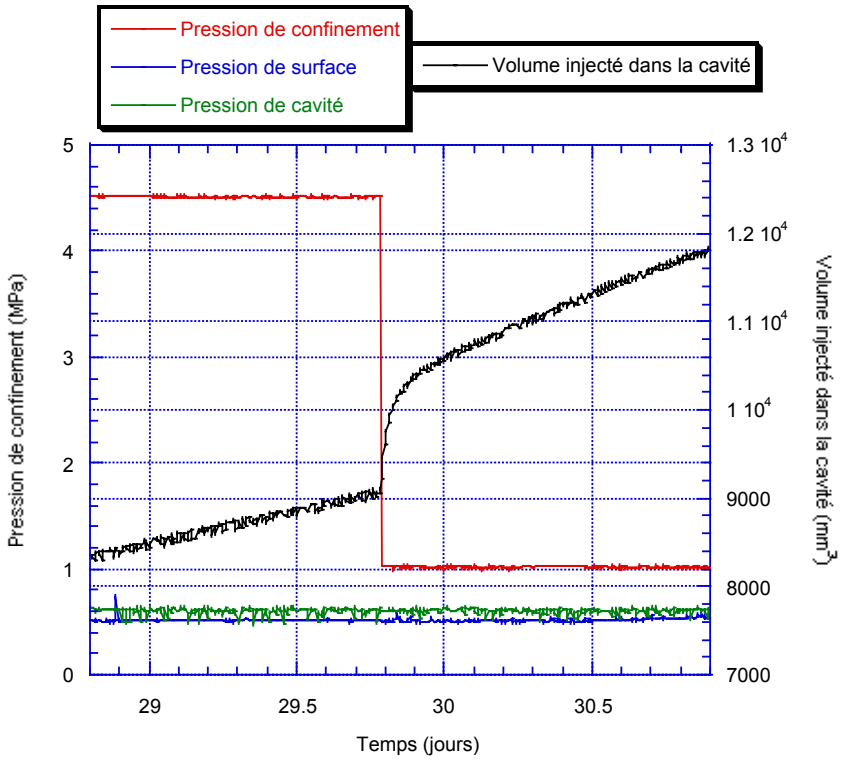
➢ Pour un passage de 3 MPa à 1 MPa on a :
$\Delta v = 550\ mm^3$



➢ Pour un passage de 1 MPa à 4,5 MPa on a : $\Delta v = 1200\ mm^3$



➢ Pour un passage de 4,5 MPa à 1 MPa on a : $\Delta v = 1200\ mm^3$



III.5.2 Essai de confinement après l'ouverture élastique des fissures

On rappelle dans ce qui suit le chemin de chargement utilisé pour cet essai.

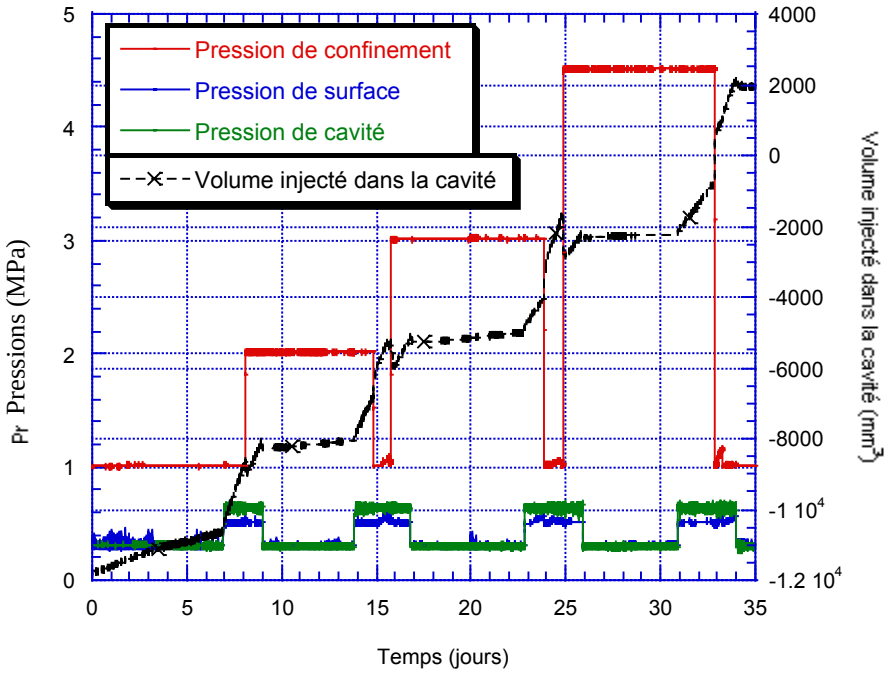
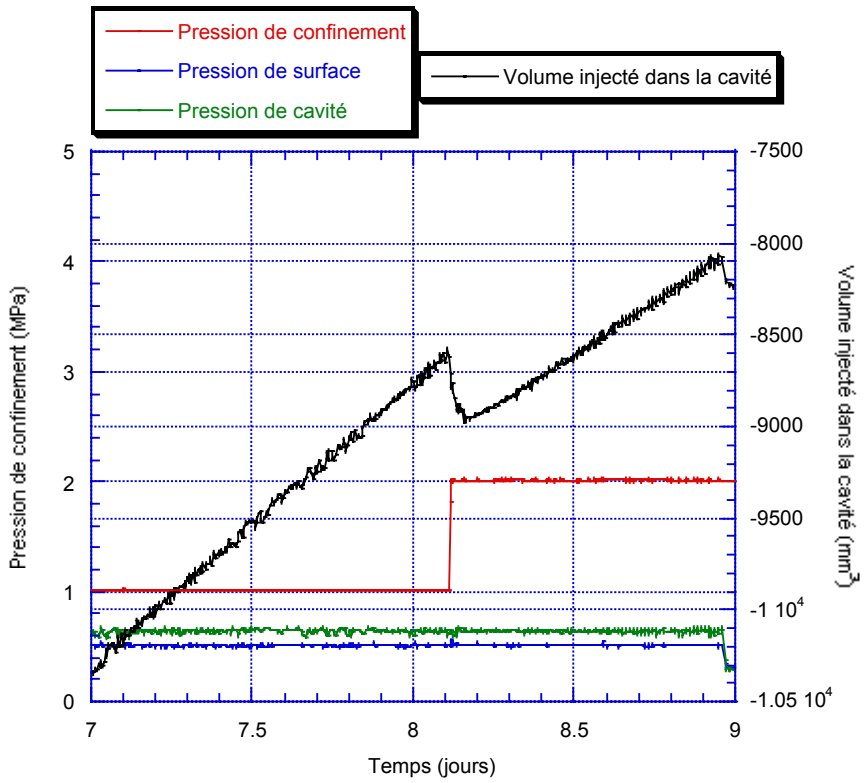


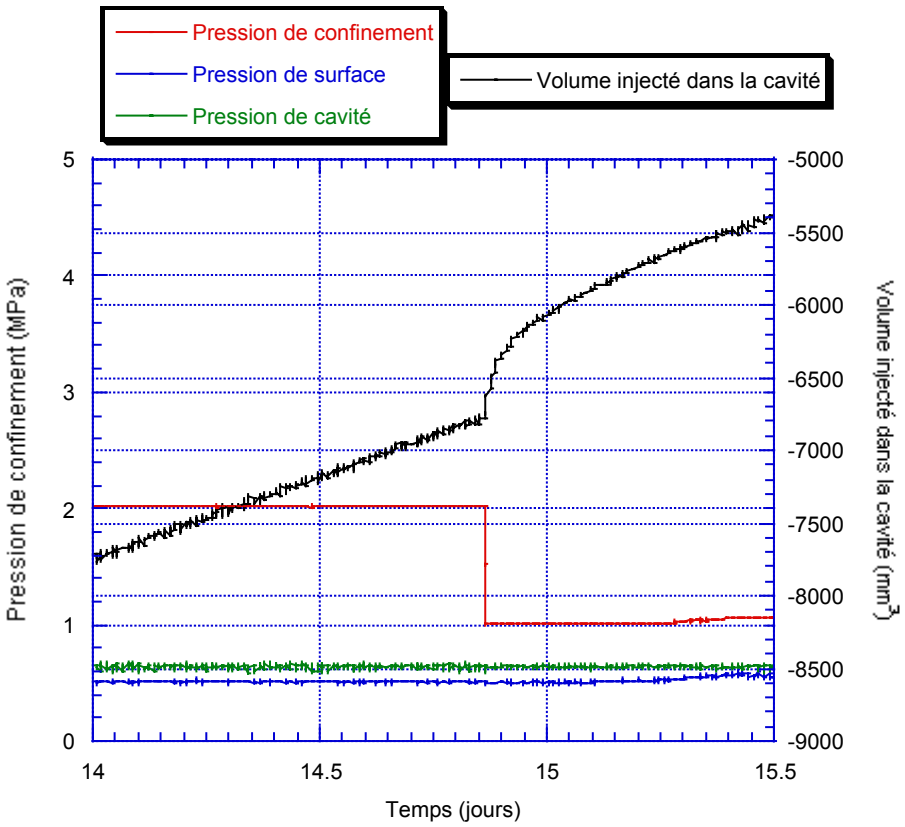
Figure III.39 – Courbes de variation des pressions et du volume injecté dans la cavité en fonction du temps après ouverture élastique des fissures.

On présente dans ce qui suit le détail des variations du volume injecté dans la cavité pour ces cas de chargement.

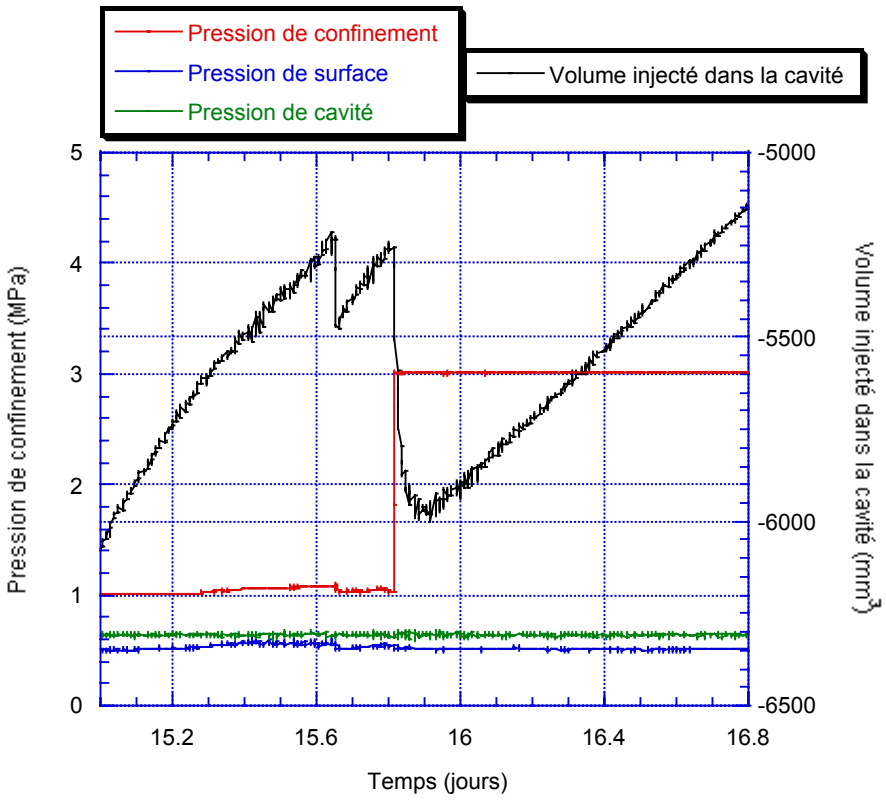
➢ Pour un passage de 1 MPa à 2 MPa on a : $\Delta v = 480\ mm^3$



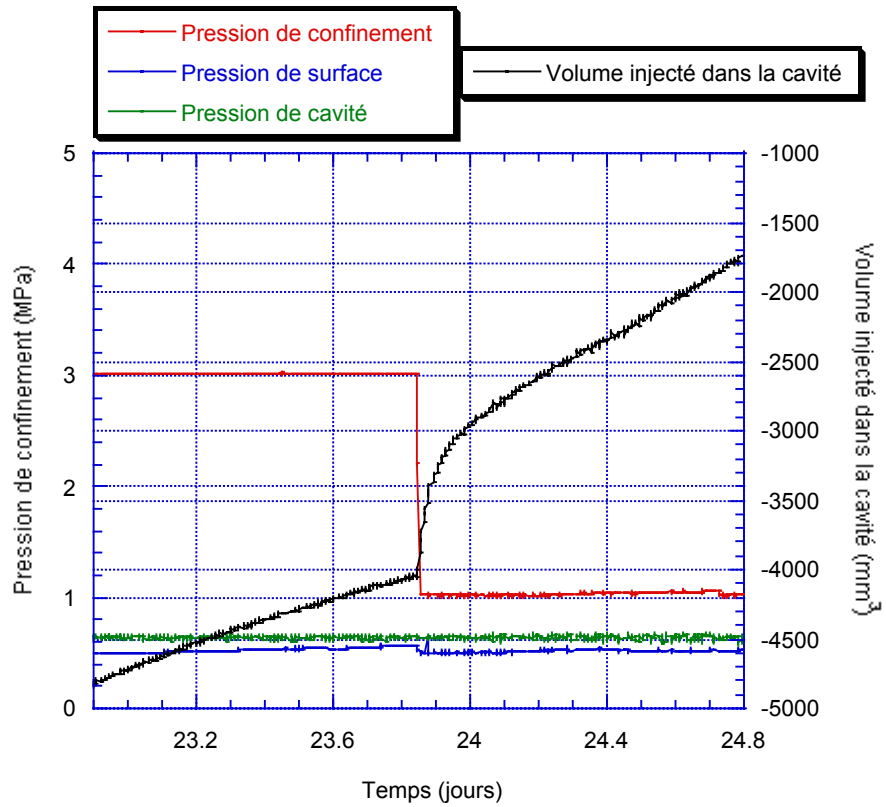
➢ Pour un passage de 2 MPa à 1 MPa on a : $\Delta v = 480\ mm^3$



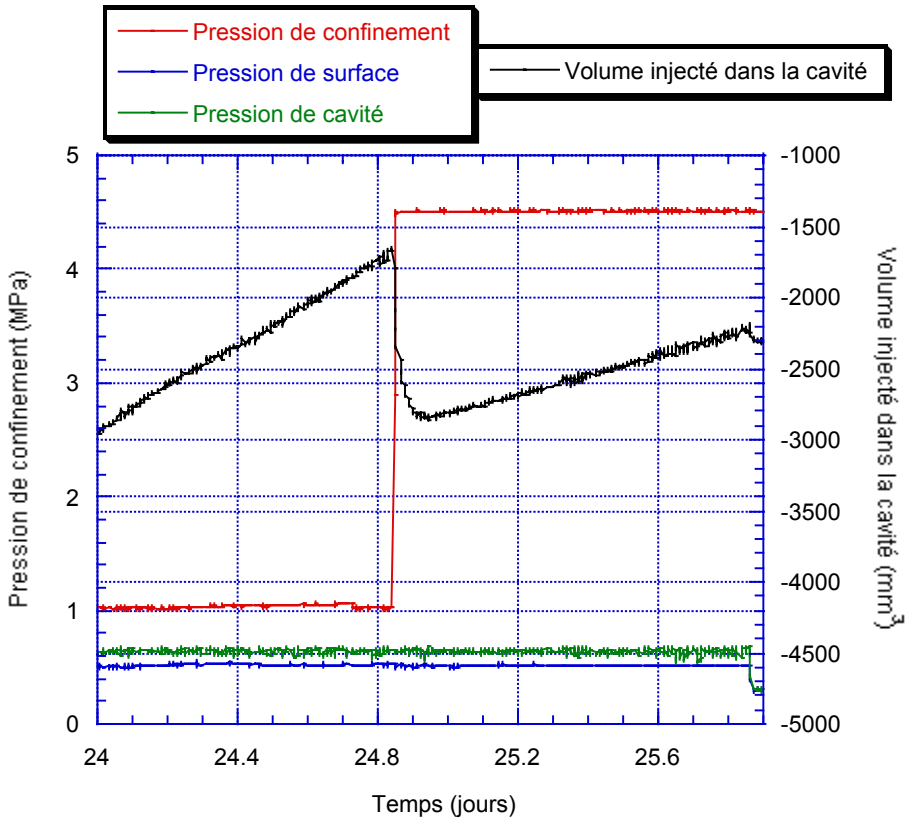
➢ Pour un passage de 1 MPa à 3 MPa on a :
$\Delta v = 850\ mm^3$



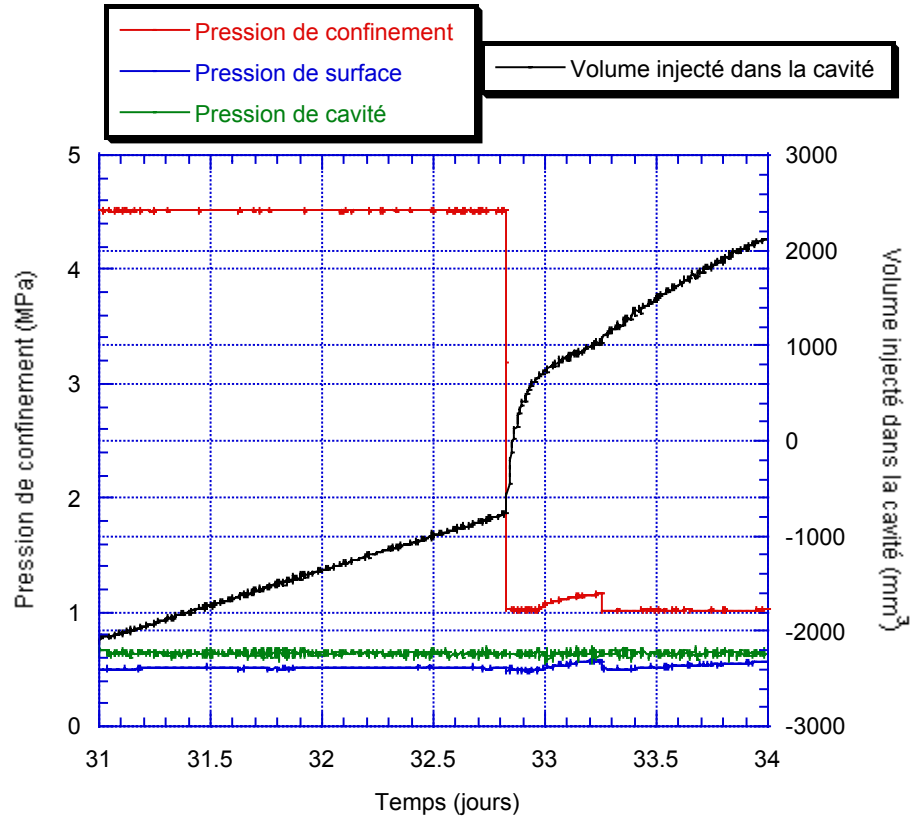
➢ Pour un passage de 3 MPa à 1 MPa on a :
$\Delta v = 850\ mm^3$



➢ Pour un passage de 1 MPa à 4,5 MPa on a : $\Delta v = 1250\ mm^3$



➢ Pour un passage de 4,5 MPa à 1 MPa on a : $\Delta v = 1250\ mm^3$



III.5.3 Interprétation des résultats

D'après toutes ces courbes on peut conclure que quand on diminue la pression de confinement, on voit une augmentation du volume injecté dans la cavité. Cette augmentation est expliquée par le fait que quand on baisse la pression de confinement, la cavité s'élargit un peu. Il y a alors plus de liquide qui rentre au niveau de la cavité pour pouvoir maintenir la même pression de cavité. En plus de cela, le squelette solide est moins confiné et la porosité augmente suite à l'augmentation du volume des pores moins écrasés qu'avec une forte pression de confinement. L'élargissement de la cavité est instantané en revanche le remplissage des pores agrandis prend un peu plus de temps car le milieu est peu perméable. On peut clairement distinguer ces deux phases sur les courbes.

Les deux phases phénomènes : augmentation du volume de la cavité et augmentation de la porosité vont tous deux dans le sens d'une augmentation du volume injecté. Par contre, lorsqu'on augmente la pression de confinement on crée une diminution du volume de la cavité et aussi une diminution de la porosité qui aura pour conséquence une diminution du volume injecté.

D'après les courbes précédentes on peut très facilement remarquer que plus la variation de pression de confinement est grande, plus la variation du volume injecté est importante. Ceci nous permet alors de tracer la courbe ci-dessous qui présente les variations des volumes injectés dans la cavité en fonction des variations de pression
Pour des grandes valeurs de pression de confinement on a l'impression que les deux courbes avant et après ouverture des fissures ont tendance à se rapprocher (Figure III.40).

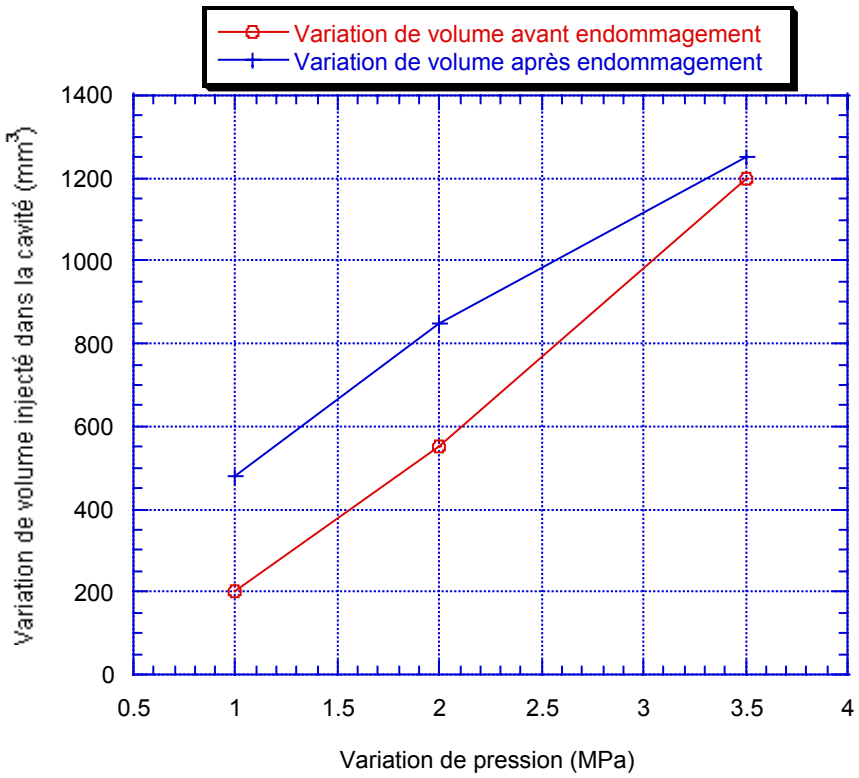


Figure III.40 - Les variations des volumes injectés dans la cavité en fonction des variations de pression avant et après l'ouverture des fissures.

III.5.4 Modélisation de l'essai de confinement « Calcul du champ de contrainte »

On cherche dans cette partie à présenter une modélisation simple d'écoulement et des champs de contraintes dans l'échantillon d'argile.

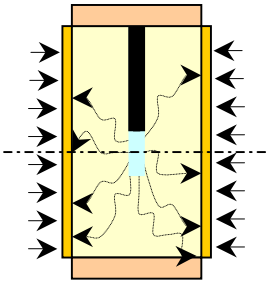
III.5.4.1 Première phase : consolidation et re-humectation

Les conditions aux limites du problème pour cette phase sont les suivantes:

- En rayon extérieur : $p(re) = p_i = p_s$
  $\sigma_{rr}(re) = -p_{co}$

- En rayon intérieur : $p(ri) = p_i = p_s$
  $\sigma_{rr}(ri) = -p_i = -p_s$

p_{co} : pression de confinement
p_s : pression de surface
p_i : pression de cavité
re : rayon extérieur de l'échantillon
ri : rayon de la cavité



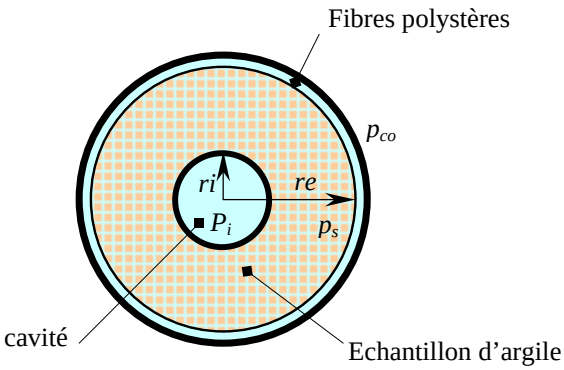


Figure III.41- Coupe transversale de l'échantillon d'argile.

Pour cette phase il n'y a pas d'écoulement de liquide entre la cavité et la surface extérieure de l'échantillon.
On suppose que le silicone et les fibres polystères transmettent la pression de confinement du liquide extérieure (p_{co}) à l'échantillon.
Au début de cette phase les fibres polystères seront écrasées, ce qui explique l'augmentation du volume du liquide mesuré par le capteur de pression qui se voit supérieur au volume injecté au niveau de la cavité.

III.5.4.2 Deuxième phase: perméabilité

On étudiera la modification du champ de contrainte dans l'échantillon qui provient de la présence d'une charge hydraulique.
Les conditions aux limites du problème pour cette phase sont les suivantes:

- En rayon extérieur : $p(re) = p_s$
  $\sigma_{rr}(re) = -p_{co}$

- En rayon intérieur : $p(ri) = p_i$
  $\sigma_{rr}(ri) = -p_i$

Dans cette phase, l'échantillon est soumis à une contrainte de confinement (p_{co}), une pression de cavité (p_c) de valeur différente de la pression de surface (p_s) appliquée sur la paroi extérieure de l'échantillon.

Le fait d'imposer un gradient de pression modifie le champ de contraintes dans l'échantillon.

On a le tenseur de déformation : $\underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{u}{r} & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_z \end{pmatrix}$

On travaille en contrainte effective.

D'après la loi de Hooke : $\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{(1+\nu)}{E}\left(\underline{\underline{\sigma}} + b \cdot p \cdot \underline{\underline{1}}\right) - \frac{\nu}{E} \cdot \left(tr\underline{\underline{\sigma}} + 3 \cdot b \cdot p\right) \cdot \underline{\underline{1}}$

$$\begin{cases} E\frac{\partial u}{\partial r} = \sigma_{rr} - \nu \cdot \left(\sigma_{\theta\theta} + \sigma_{zz}\right) + \left(1 - 2 \cdot \nu\right) \cdot p \cdot b & \text{(III.46)} \\ E\frac{u}{r} = \sigma_{\theta\theta} - \nu \cdot \left(\sigma_{rr} + \sigma_{zz}\right) + \left(1 - 2 \cdot \nu\right) \cdot p \cdot b & \text{(III.47)} \\ E\varepsilon_z = \sigma_{zz} - \nu \cdot \left(\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta}\right) + \left(1 - 2 \cdot \nu\right) \cdot p \cdot b \end{cases}$$

ici on prend $\sigma_z = -p_{co}$ (contrainte plane)
Les équations ((III.46) – (III.47)) donnent la relation :

$$\boxed{E \cdot \frac{u}{r} = -\left(1+\nu\right) \cdot \sigma_{rr} + c_1} \qquad \text{(III.48)}$$

Puis à partir des équations ((III.46) + (III.47)) on déduit :

$$E \cdot \frac{u}{r} = \left(1-\nu\right) \cdot \sigma_{rr} - \nu \cdot \sigma_{zz} + 2 \cdot \left(1 - 2 \cdot \nu\right) \frac{b}{r^2} \int^r \xi \cdot p\left(\xi\right) \cdot d\xi \qquad \text{(III.49)}$$

Compte tenu de la géométrie du problème, l'écoulement est radial et les équipotentielles sont des cylindres dont l'axe est confondu avec celui de l'éprouvette.
En supposant qu'on est en régime permanent et que la perméabilité est constante, le champ de pression est donné par l'expression suivante :

$$p = \frac{p_s - p_i}{Log\dfrac{re}{ri}} \cdot Log\frac{r}{ri} + p_i \qquad \text{(III.50)}$$

En utilisant l'équation (III.50) pour intégrer l'expression $\int^r \xi \cdot p(\xi) \cdot d\xi$ l'équation (III.49) s'écrit alors sous la forme :

$$E \cdot \frac{u}{r} = (1-\nu)\cdot\sigma_{rr} - \nu\cdot\sigma_{zz} + 2\cdot(1-2\cdot\nu)\frac{b}{r^2}\left(c_2 + \frac{r^2}{2}\cdot p_i + \frac{p_s - p_i}{Log\dfrac{re}{ri}}\frac{r^2}{2}\left(Log\frac{r}{ri} - \frac{1}{2}\right)\right) \qquad \text{(III.51)}$$

Les équations (III.48) et (III.51) permettent de déterminer c_1 et c_2 en utilisant les conditions aux limites indiquées ci dessus. Pour cela il faut tout d'abord trouver l'expression de la contrainte σ_{rr}.

$$\sigma_{rr} = \frac{c_1}{2} + \frac{\nu}{2}\cdot\sigma_{zz} - \frac{(1-2\cdot\nu)}{2}\cdot b\cdot\left(\frac{2\cdot c_2}{r^2} + p_i + \frac{p_s - p_i}{Log\dfrac{re}{ri}}\left(Log\frac{r}{ri} - \frac{1}{2}\right)\right) \qquad \text{(III.52)}$$

En exprimant σ_{rr} au niveau de re et ri, on détermine à l'aide d'un calcul simple les valeurs de
c_1 et c_2.

$$c_2 = \frac{1}{\dfrac{1}{re^2} - \dfrac{1}{ri^2}}\left[-\frac{p_s - p_i}{2} + \frac{p_{co} - p_i}{(1-2\cdot\nu)\cdot b}\right] \qquad \text{(III.53)}$$

$$c_1 = -2\cdot p_i - \nu\cdot\sigma_{zz} - (1-2\cdot\nu)\cdot b\cdot p_i + (1-2\cdot\nu)\cdot b\cdot(p_e - p_i)\cdot\left(\frac{1}{Log\left(\dfrac{re}{ri}\right)^2} - \frac{1}{\dfrac{ri^2}{re^2} - 1}\right) + (p_{co} - p_i)\cdot\frac{2}{\dfrac{ri^2}{re^2} - 1} \qquad \text{(III.54)}$$

Ayant calculé c_1 et c_2 on peut déterminer facilement la valeur de σ_{rr}.
La valeur de $\sigma_{\theta\theta}$ sera déduite en utilisant les équations (III.47) et (III.48).

III.5.4.3 Application des résultats

On considère comme application au problème les conditions aux limites suivantes :

- En rayon extérieur : $P(re) = p_s = 0{,}3$ MPa
  $\sigma_{rr}(re) = -p_{co} = -5$ MPa

- En rayon intérieur : $P(ri) = 0{,}5$ MPa
  $\sigma_{rr}(ri) = -p_i = -0{,}5$ MPa

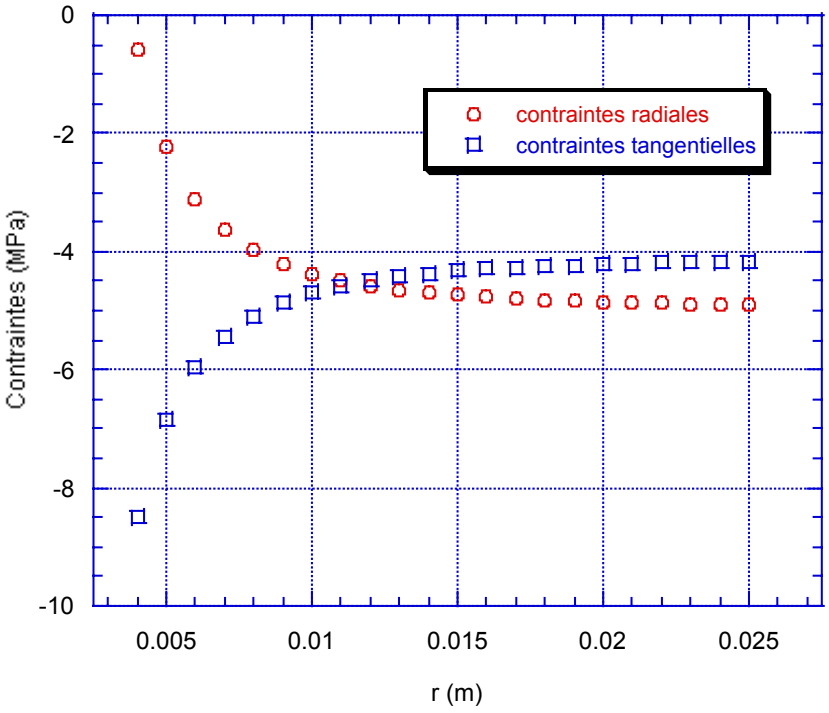


Figure III.42 - Courbes de variation des contraintes radiale et tangentielle en fonction de la distance r.

III.5.5 Essai de dé-confinement /consolidation

Cet essai a été réalisé sur un échantillon d'argile de Mol dans le but d'avoir plus de valeurs mesurables et pour mieux comprendre les variations des volumes injectés dans la cavité.

La perméabilité initiale de cet échantillon est de l'ordre de 10^{-18} m². Durant tout l'essai on maintient les pressions de cavité et de surface égales à une valeur de 0,3 MPa. La pression de confinement varie au long de l'essai sous forme de paliers de chargement. On fait une première phase de dé-confinement: la pression de confinement baisse de la valeur 4,5 MPa à une valeur de 1 MPa tout en passant par les niveaux 3 et 2 MPa.
Puis on réalise une deuxième phase de consolidation: la pression de confinement monte de la valeur 1 MPa à une valeur de 4 ,5 MPa tous en passant par les niveaux 2 et 3 MPa.
Dans les deux cas on injecte ou on soutire de l'eau de la cavité centrale pour maintenir les pressions de cavité et de surface constantes.

On présente les variations du volume injecté dans la cavité pour les différentes variations des niveaux de chargement appliqués.

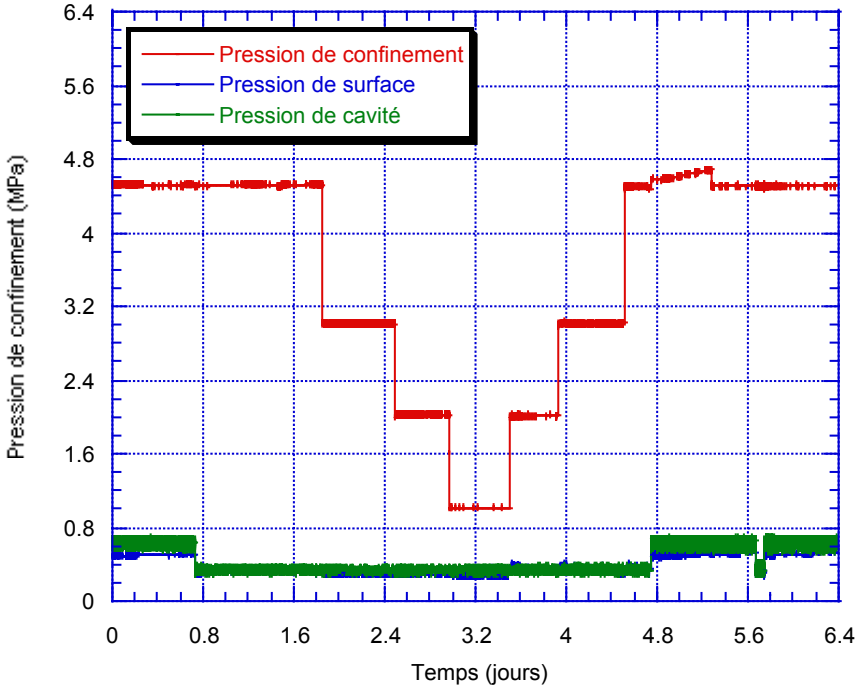
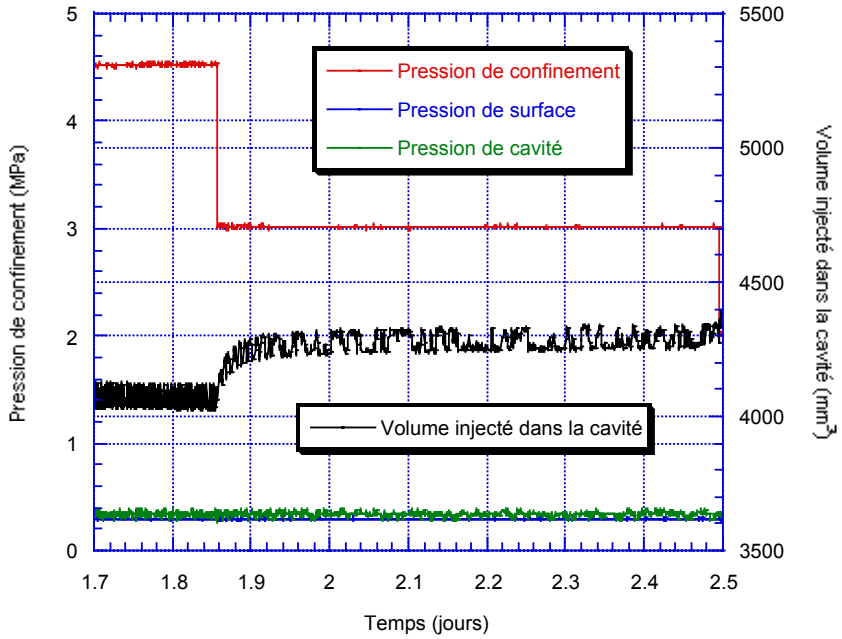
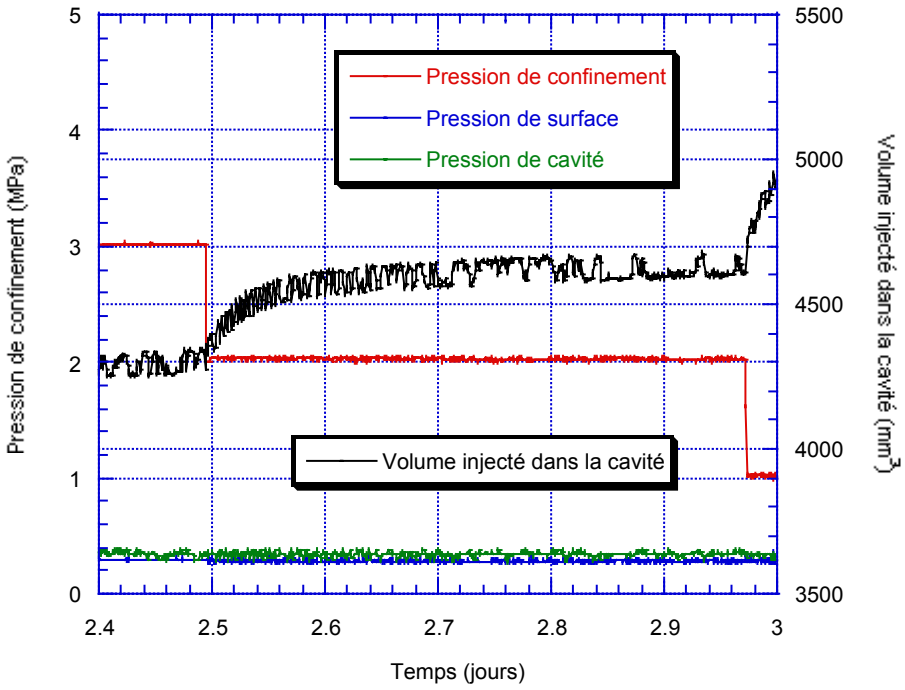


Figure III.43 - essai de dé-confinement/consolidation.

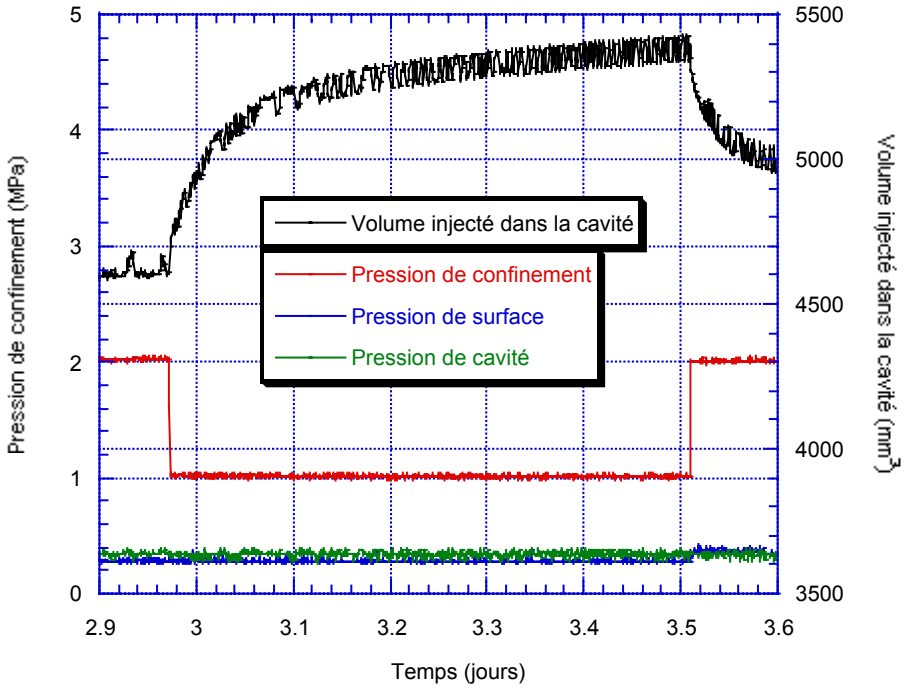
➢ Pour un passage de 4,5 MPa à 3 MPa on a : $\Delta v = 220\ mm^3$



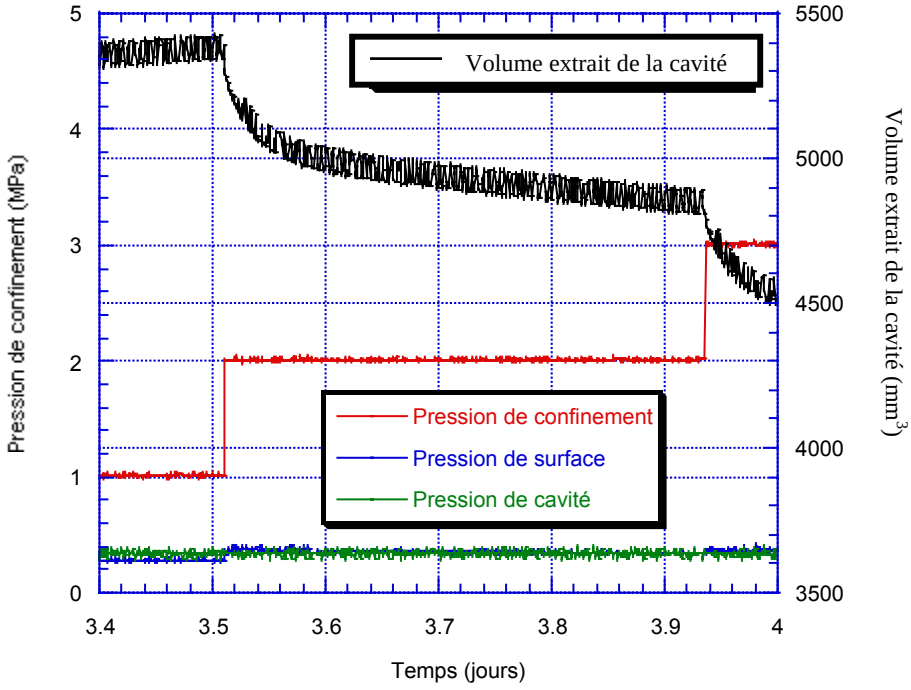
➢ Pour un passage de 3 MPa à 2 MPa on a : $\Delta v = 220\ mm^3$



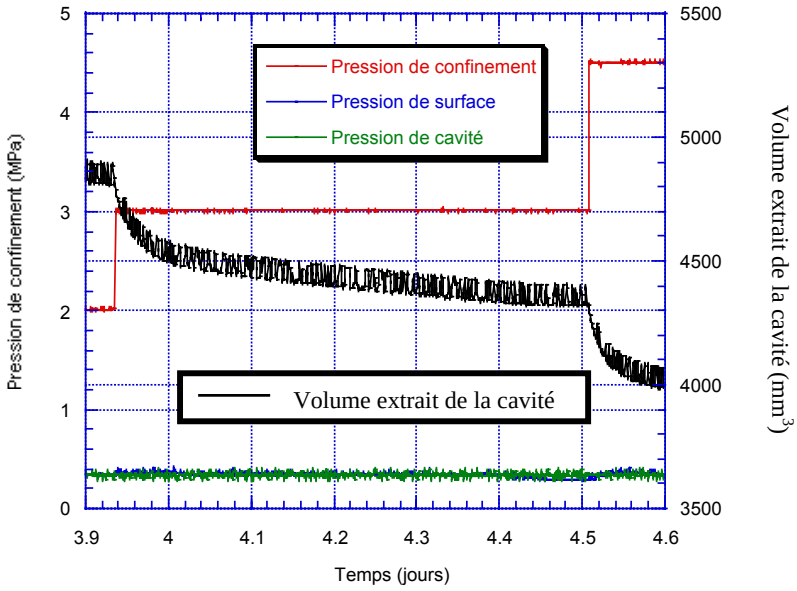
➢ Pour un passage de 2 MPa à 1 MPa on a : $\Delta v = 550\ mm^3$



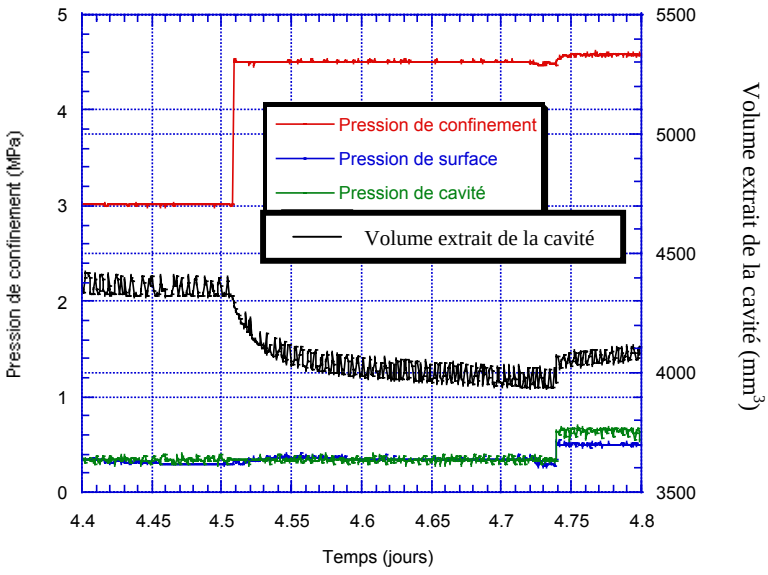
➢ Pour un passage de 1 MPa à 2 MPa on a : $\Delta v = 350\ mm^3$



➢ Pour un passage de 2 MPa à 3 MPa on a :
$\Delta v = 310\ mm^3$



➢ Pour un passage de 3 MPa à 4,5 MPa on a :
$\Delta v = 310\ mm^3$



III.5.6 Interprétation des résultats

Considérons les variations de volume en fonction des pressions appliquées (Figure III.44).

Pour les deux phases (dé-confinement et consolidation), on remarque qu'à partir d'une pression de 2 MPa les variations de volumes injectés dans la cavité sont les mêmes, pour un passage d'un palier de chargement à un autre.

La variation des volumes injectés dans la cavité pour une pression de confinement variant entre 1 et 2 MPa est plus importante dans la phase de dé-confinement que dans la phase de consolidation.

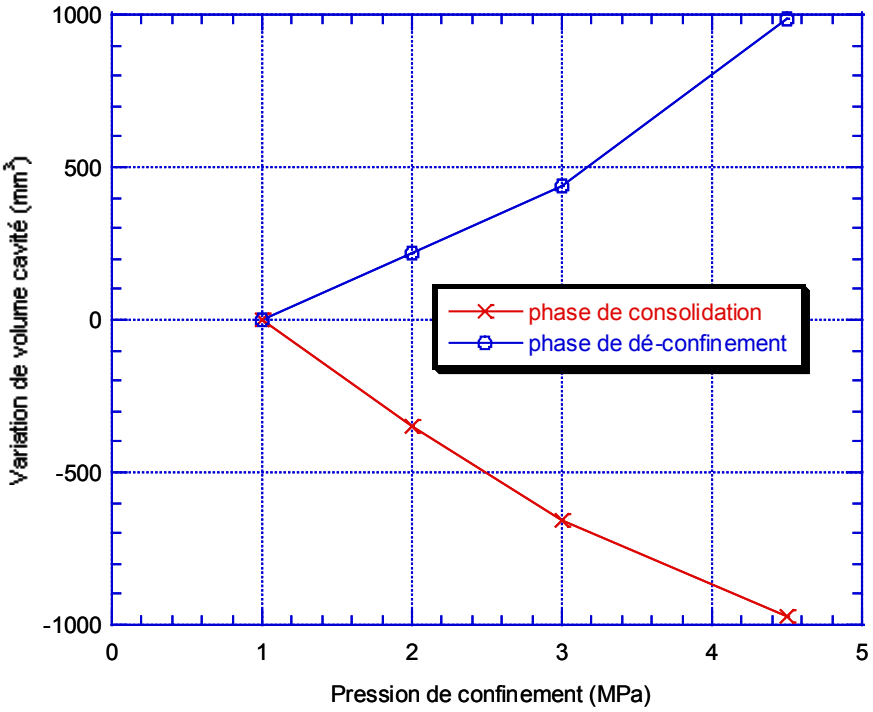


Figure III.44 – Courbes de variation de volume injecté ou extrait de la cavité en fonction de la pression de confinement.

On remarque, par contre, que le passage direct de 1 à 4,5 MPa nous donne un $\Delta v = 1250$ mm^3 alors que le passage par palier de 1 à 4,5 MPa nous donne un $\Delta v = 970$ mm^3.

La fermeture de la cavité et la diminution de la porosité sont beaucoup plus sensibles quand on applique d'un seul coup la pression de confinement.

III.5.7 Modélisation de l'essai de dé-confinement /consolidation

Pour mieux comprendre les variations de volume du fluide injecté ou extrait de la cavité on effectue par la suite un calcul analytique permettant d'établir une liaison entre la variation de la porosité et la déformation du solide.

III.5.7.1 Hypothèse du problème et conditions limites :

On suppose que :

- on est en contraintes planes.
- la roche réagit comme un ressort. Les déformations dues aux variations de pression de confinement sont suffisamment faibles pour que les contraintes soient proportionnelles aux déformations.
- l'échantillon d'argile de Mol constitue un milieu isotrope.

On garde les mêmes notations que pour la partie III.5.4 .

Configuration initiale

$$\sigma_{rr}(r_i) = -p_i$$
$$\sigma_{rr}(r_e) = -p_{co1}$$
$$\sigma_{zz} = -p_{co1}$$

Configuration finale

$$\sigma_{rr}(r_i) = -p_i$$
$$\sigma_{rr}(r_e) = -p_{co2}$$
$$\sigma_{zz} = -p_{co2}$$

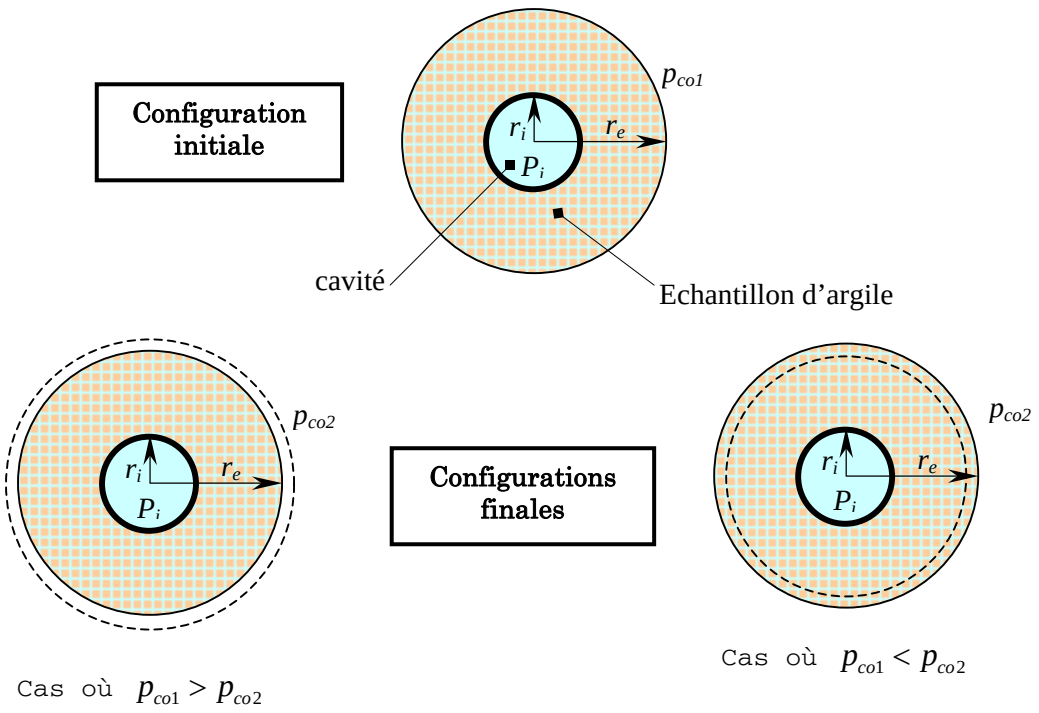


Figure III.45 - Coupe transversale de l'échantillon d'argile au niveau de la fissure dans les configurations initiales et finales.

On rappelle ici que la pression de cavité et de surface sont maintenue égales et constantes à une valeur de 0.3 MPa durant tout l'essai. Par contre, on modifie la pression de confinement et on laisse le temps à l'échantillon entre chaque variation de pression de trouver l'équilibre.

III.5.7.2 Calcul de la variation du volume

D'après la loi de Hooke : $\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{(1+\nu)}{E}\left(\underline{\underline{\sigma}} + b \cdot p \cdot \underline{\underline{1}}\right) - \frac{\nu}{E} \cdot \left(tr\underline{\underline{\sigma}} + 3 \cdot b \cdot p\right) \cdot \underline{\underline{1}}$

$$\begin{cases} E\dfrac{\partial u}{\partial r} = \sigma_{rr} - \nu \cdot \left(\sigma_{\theta\theta} + \sigma_{zz}\right) + \left(1 - 2 \cdot \nu\right) \cdot p \cdot b \\ E\dfrac{u}{r} = \sigma_{\theta\theta} - \nu \cdot \left(\sigma_{rr} + \sigma_{zz}\right) + \left(1 - 2 \cdot \nu\right) \cdot p \cdot b \\ E\varepsilon_{zz} = \sigma_{zz} - \nu \cdot \left(\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta}\right) + \left(1 - 2 \cdot \nu\right) \cdot p \cdot b \end{cases}$$

A cause de la symétrie de distribution des contraintes par rapport à l'axe du cylindre, les composantes de la contrainte dépendent uniquement de r. Par raison de symétrie, la contrainte de cisaillement disparaît et la première équation d'équilibre subsiste seule et s'écrit sous la forme (Timoshenko et Goodier - 1961) :

$$\boxed{\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}}{r} = 0} \qquad \text{(III.59)}$$

La différence entre les configurations initiales et finales donne le système d'équations suivant :

$$\begin{cases} E\dfrac{\partial \Delta u}{\partial r} = \Delta\sigma_{rr} - \nu \cdot \left(\Delta\sigma_{\theta\theta} + \Delta\sigma_{zz}\right) \\ E\dfrac{\Delta u}{r} = \Delta\sigma_{\theta\theta} - \nu \cdot \left(\Delta\sigma_{rr} + \Delta\sigma_{zz}\right) \\ E \cdot \Delta\varepsilon_{zz} = \Delta\sigma_{zz} - \nu \cdot \left(\Delta\sigma_{rr} + \Delta\sigma_{\theta\theta}\right) \end{cases}$$

L'équation d'équilibre s'écrit sous la forme : $\boxed{\frac{\partial \Delta\sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\Delta\sigma_{rr} - \Delta\sigma_{\theta\theta}}{r} = 0}$ (III.60)

La solution du problème s'écrit sous la forme : $\begin{cases} \Delta\sigma_{rr} = A + \dfrac{B}{r^2} \\ \Delta\sigma_{\theta\theta} = A - \dfrac{B}{r^2} \end{cases}$ (III.61)

La détermination des variables A et B se fait en utilisant les conditions aux limites mentionnées plus haut.

Ce qui donne le système :

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{rr}(r=r_i) = A + \dfrac{B}{r_i{}^2} = 0 \\ \Delta\sigma_{rr}(r=r_e) = A + \dfrac{B}{r_e{}^2} = -p_{co2} + p_{co1} \end{cases} \quad \text{(III.62)}$$

On peut déterminer alors les variations des valeurs de contrainte, à savoir :

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{rr} = (1 - \dfrac{r_i^2}{r^2}) \cdot \dfrac{-p_{co2} + p_{co1}}{1 - r_i^2 / r_e^2} \\ \Delta\sigma_{\theta\theta} = (1 + \dfrac{r_i^2}{r^2}) \cdot \dfrac{-p_{co2} + p_{co1}}{1 - r_i^2 / r_e^2} \\ \Delta\sigma_{zz} = -p_{co2} + p_{co1} \end{cases} \quad \text{(III.63)}$$

La variation totale de volume est localement égale à : $tr\varepsilon_T = \dfrac{\Delta V}{V}$ (III.64)

On a : $E \cdot tr\varepsilon_T = (1 - 2\cdot\nu) \cdot tr\Delta\sigma$ (III.65)

$$E \cdot \frac{\Delta V}{V} = E(\Delta\varepsilon_{rr} + \Delta\varepsilon_{\theta\theta} + \Delta\varepsilon_{zz}) = (1 - 2\cdot\nu) \cdot (\Delta\sigma_{rr} + \Delta\sigma_{\theta\theta} + \Delta\sigma_{zz})$$

$$E \cdot \frac{\Delta V}{V} = \left(1 + \frac{2}{1 - r_i^2 / r_e^2}\right) \cdot (1 - 2\cdot\nu) \cdot (p_{co1} - p_{co2})$$

Le volume du cylindre est égale à : $V = \pi \cdot (r_e^2 - r_i^2) \cdot h$ (III.66)

Avec h : hauteur du cylindre

La variation du volume de l'échantillon est donc égale à :

$$\Delta V = \pi \cdot h \cdot \frac{(1 - 2\cdot\nu)}{E} \cdot (p_{co1} - p_{co2}) \cdot (3 \cdot r_e^2 - r_i^2) \quad \text{(III.67)}$$

III.5.7.3 Variation de la porosité

La porosité ϕ est définie comme étant la proportion volumique d'espace poreux V_v dans un volume élémentaire V; c'est donc la fraction de volume de matériau occupée par l'espace interstitiel.

$$\phi = \frac{V_v}{V} \quad \text{(III.68)}$$

Seuls les pores interconnectés, dans lesquels un fluide peut s'écouler, interviennent dans la porosité qui varie pour le cas d'argile de Mol entre 30 et 40 %. Pour une porosité saturée par un fluide, le volume de fluide est égal au volume des pores.

Si on suppose que la variation de la masse volumique de solide ρ_s contenu dans le volume est nulle, la variation de porosité s'écrit en fonction de la variation des déformations volumiques $\dot{\varepsilon}_v$.

$$\frac{\dot{\phi}}{1-\phi} = \dot{\varepsilon}_v \tag{III.69}$$

Si on suppose que la porosité moyenne initiale pour l'argile de Mol est ϕ_0 .

On a : $$\phi = \frac{\phi_0 + tr\varepsilon}{1+\varepsilon_v} \tag{III.70}$$

Si on considère une déformation volumique ε_v de l'échantillon due à une variation de la pression de confinement p_{co}, l'augmentation ΔV du contenu volumique en fluide est due à l'augmentation du volume des pores et à la compression volumique du fluide.

La variation de volume des pores ΔV_ϕ est égale à :

$$\Delta V_\phi = \pi \cdot h \cdot b \cdot \frac{(1-2\cdot\nu)}{E} \cdot (p_{co1} - p_{co2}) \cdot (3 \cdot r_e^2 - r_i^2) \tag{III.71}$$

Pour l'argile de Mol le coefficient de Biot b est égal à l'unité puisque l'argile de Boom présente une grande porosité (la porosité moyenne pour l'argile de Mol sous un confinement de 4,5 MPa est de $\phi_0 = 39\%$) (Barnichon et Volckaert – 2000). Dans ce cas la déformation volumique des pores est bien égale à la déformation volumique de la roche.

III.5.7.4 exemple

$$\Delta V_\phi = \pi \cdot h \cdot b \cdot \frac{(1-2\cdot\nu)}{E} \cdot (p_{co1} - p_{co2}) \cdot (3 \cdot r_e^2 - r_i^2)$$

On prend pour l'argile de Mol: $\nu = 0,4,\ b = 1,\ r_i = 2\cdot10^{-3} m,\ r_e = 2,5\cdot10^{-2} m,\ h = 0,1m$

$$\boxed{\Delta V_\phi = 8,2167\cdot10^{-8}\cdot(p_{co1} - p_{co2})} \text{ en } [\text{m}^3]$$

Pour un Δp de 1 MPa on a $\Delta V_\phi = 82,167 mm^3$

Pour un Δp de 1,5 MPa on a $\Delta V_\phi = 123,25 mm^3$

La comparaison des résultats trouvés analytiquement avec ceux déterminés expérimentalement montre bien l'effet de variation du volume des pores suite à la variation de la pression de confinement. Le remplissage de ces pores se fait progressivement dans le temps.

III.6 ESSAI DE TRACTION/CICATRISATION

Une des questions les plus intéressantes concernant le processus de cicatrisation est la suivante :

- ***Est ce que le matériau a la possibilité de reconstituer une partie de ses propriétés mécaniques ?***

La propriété mécanique qui nous intéresse le plus dans ce type d'essai est la cohésion du matériau. L'endommagement est caractérisé par la perte de la cohésion au niveau de la zone endommagée. On cherche dans cet essai à savoir si le matériau endommagé (suite à un essai de traction simple) peut restaurer, en appliquant une simple force de compression sur l'échantillon, une partie ou la totalité de sa cohésion

III.6.1 Procédure de l'essai

Cet essai a été réalisé sur un échantillon d'argile de Mol de diamètre 60 mm et de hauteur 120 mm.

Le principe de l'essai consiste à faire subir à l'échantillon une force engendrant des contraintes de traction croissante jusqu'à la rupture. Pour l'échantillon testé la rupture se produit pour une force totale de 50 daN.

Dans ce qui suit on présente la courbe d'endommagement de l'argile de Mol suite à un essai de traction simple

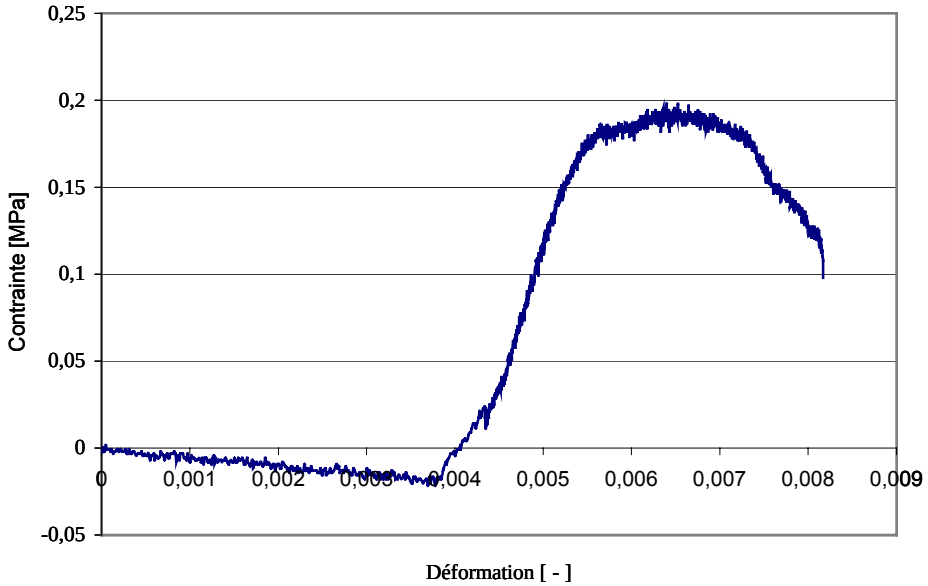


Figure III.46 – Courbe de contrainte en fonction de déformation pour un essai de traction sur l'échantillon d'argile de Mol.

On obtient ainsi deux parties parfaitement séparées ayant des surfaces plus au moins lisses.

.



Figure III.47 – Photo d'échantillon soumis à la traction avant humectation.

Les deux surfaces obtenues sont par la suite humidifiées avec de l'eau en équilibre chimique.



Figure III.48 – Photo d'échantillon d'argile de Mol après humectation.

On remet les deux surfaces humidifiées de l'échantillon l'une sur l'autre et on soumet ce dernier à des contraintes de compression de valeur 0,5 MPa durant 10 jours.
Enfin un nouveau test de traction est mené afin de savoir si on a pu récupérer une petite cohésion ou pas.

III.6.2 Interprétation des résultats

Le résultat obtenu montre qu'il n'y a pas de reconstitution de la cohésion entre les deux parties de l'échantillon endommagé par traction. La nouvelle force de traction exercée sur l'échantillon préalablement endommagé en rupture est trop faible pour pouvoir être mesuré par les instruments dont on dispose.

Il est à noter que ce même type d'essai a été réalisé sur le sel en utilisant cette fois ci de la saumure pour humidifier les deux surfaces de rupture de l'échantillon. On observe ici le même résultat que pour l'argile de Mol. Cependant, des observations in situ ont montré que la cicatrisation du sel est accompagnée généralement d'une petite reconstitution de la cohésion.

III.7 Récapitulatif du programme expérimental

En tout une compagne de 15 essais a été réalisée. On a commencé par une étude générale de détermination de la valeur de la perméabilité initiale des échantillons d'argilites étudiés ; c'est l'objectif des essais pulses et des mesures en débit continu. Pour l'argile de Mont Terri il a été tenu compte de l'effet de la stratification sur la mesure de la perméabilité initiale.

Ensuite, on a déterminé l'effet de la valeur de la contrainte de confinement et de la contrainte déviatorique sur le phénomène de cicatrisation (essai de confinement et essai avec déviateur) ; on a essayé à travers ces essais d'étudier la variation de perméabilité pour des échantillons d'argilites sain et endommagé en fonction du chargement appliqué. Plusieurs types d'endommagement d'échantillon ont été testés (endommagement manuel, endommagement par effet de carottage, endommagement sous pression hydraulique). Puis, l'essai de dé-confinement/consolidation est mené pour regarder de plus près la variation du volume dans l'échantillon et comparer les valeurs expérimentales et les valeurs analytiques. Enfin, un essai de traction est réalisé pour mettre en évidence la récupération ou non des caractéristiques mécaniques de l'argile de Mol après une phase de cicatrisation (par exemple la valeur de la cohésion initiale de l'argile saine).

Le tableau III.7 regroupe les informations générales sur le nombre d'essais et leur nom.

	Essai de perméabilité initiale		**Mise en évidence du phénomène de cicatrisation**			
	Essai pulse	**Mesure en débit continu**	**Essai de confinement**	**Essai avec déviateur**	**Essai de déconfinement consolidation**	**Essai de traction**
Argile de Mol	**1**	**1**	**1** non endommagé **1** endommagé	**1**	**1**	**1**
Argile de Mont Terri	**2** ⊥ à stratification **1** // à stratification	**1** // à stratification	**3** endommagements différents	-	-	-
Argile de l'Est	-	-	**1**	-	-	-

Le tableau III.7 – Tableau récapitulatif de tous les essais réalisés pour mettre en évidence le phénomène de cicatrisation.

III.8 Principaux résultats

Les mesures de perméabilité initiale réalisées au laboratoire se confondent parfaitement avec les résultats obtenus in-situ.

Argile de Mol : $k = 2\ 10^{-19}\ m^2$ - $4\ 10^{-19}\ m^2$.
Argile de Mont Terri :
$k = 4,5\ 10^{-20}\ m^2$ - $6,25\ 10^{-20}\ m^2$ (échantillon perpendiculaire à la stratification).
$k = 5\ 10^{-19}\ m^2$ (échantillon parallèle à la stratification).

Il faut noter que la mesure de perméabilité de l'échantillon par la méthode de pulse donne des résultats proches à celle de mesure en débit continu.
Les essais qu'on a réalisé étaient longs et difficiles à manipuler puisqu'on est obligé de travailler avec des petites variations de pression et qu'on doit garder une température constante tout au long de l'essai afin d'éviter les erreurs et les oscillations.

Essais de confinement **:**

Le processus de cicatrisation a été testé sur des échantillons d'argilites endommagés selon différentes méthodes (endommagement mécanique, endommagement sous effet du carottage et endommagement par surpression hydraulique).

En générale on peut noter que, pour l'argile de Mol, il se produit une fermeture presque instantanée des fissures, ouvertes de manière réversible par surpression hydraulique, dès l'arrêt du chargement. On a pu, par la suite des essais, conclure qu'on obtient une cicatrisation totale de la fissure.

En revanche, on a pu montré que la perméabilité, pour un échantillon sain, baisse d'une façon linéaire avec l'augmentation de la pression de confinement alors que pour un échantillon qui a subit une cicatrisation préalable de fissure la relation pression - perméabilité est plutôt concave.

Pour l'argile de Mont Terri, on a pu montré une cicatrisation partielle laquelle peut se produire pour une pression de confinement inférieure à la pression géostatique.

Plus la valeur de pression de confinement augmente moins est la valeur de la perméabilité de la fracture.

Essai avec déviateur de chargement **:**

La force déviatorique a un effet sur la fermeture des fissures, on observe une réduction instantanée de la perméabilité, mais cette baisse n'est pas irréversible. Ainsi, il n'y a pas de cicatrisation de fissure.

En revanche d'après l'analyse de ces deux derniers essais et les résultats de l'essai de confinement/déconfinement, on a pu établir plusieurs relations entre pression de confinement et variation de volume de cavité (voir III.5). De plus, la fermeture de la cavité et la diminution de la porosité sont beaucoup plus sensibles quand on applique de façon instantanée la pression de confinement.

Essai de traction simple **:**

Dans le cas de l'application d'un chargement de compression, sans confinement, sur un échantillon précédemment endommagé par traction simple, aucune restauration des propriétés mécaniques pour l'argile de Mol n'a pu être observé, ni même mesuré. On note ici que les deux surfaces de l'échantillon ont été bien humidifiées avant l'essai de compression.

Chapitre IV

Mise au Point des Modèles Rhéologiques d'Endommagement et de Cicatrisation pour les Argilites

IV.1 Introduction: observations expérimentales

Dans cette partie on cherche à élaborer un modèle rhéologique décrivant le comportement des argilites suite à l'évolution de l'état des contraintes appliquées sur ces matériaux. Les essais qu'on a réalisés au laboratoire LMS montrent que, suivant la direction et l'intensité des contraintes de chargement, les fissures existantes peuvent soit s'ouvrir davantage soit se refermer. Dans ce dernier cas, on observe une fermeture partielle instantanée, puis la fermeture se poursuit dans le temps.
Suite à cette fermeture des fissures, la perméabilité chute d'une façon non linéaire par rapport à la pression de confinement (voir essai de confinement chapitre III). Ceci s'explique par l'application de plusieurs principaux effets :

- diminution du volume poreux par fermeture progressive de la fissure
- modification de la géométrie du réseau (exemple : réarrangement des grains) qui perturbe l'écoulement du fluide le long de la fissure.
- interactions faisant appel à des variations chimiques des constituants du squelette solide.

En premier lieu, on cherche à écrire un modèle qui permet de décrire ce que l'on observe expérimentalement.
Le modèle de base retenu pour décrire la phase d'endommagement est celui de Rousset (1988) pour traiter l'écrouissage négatif de l'argile de Mol et celui de Boidy (2002) pour l'argile de Mont Terri.
Une nouvelle formulation sera proposée pour tenir compte des observations faites au laboratoire et in situ dans le cas où apparaît la cicatrisation.
Dans ce qui suit, on détaillera les formules du modèle d'endommagement, du modèle de cicatrisation et les hypothèses utilisées.

On réalise en premier lieu une étude purement mécanique, les argilites seront considérées à ce stade d'étude comme des milieux continus monophasiques. Par la suite on montrera comment on tient compte de l'existence d'une phase liquide pour la modélisation.

Dans ce chapitre, on décrit les principaux traits de comportement de ces argiles et la manière adoptée pour déterminer les paramètres des modèles.

IV.2 Mise au point des modèles rhéologiques pour les argilites

Pour réaliser ces modèles rhéologiques, les hypothèses suivantes sont retenues:

- on se place dans l'hypothèse de petites perturbations
- il y a découplage des modèles court terme et long terme
- le matériau non endommagé est supposé isotrope
- il n'y a pas de direction préférentielle de micro-fissures c'est à dire qu'on suppose l'endommagement diffus isotrope. Cette hypothèse n'est pas tout à fait réaliste, mais elle est surtout prise pour des raisons de simplicité.

A partir de certaines valeurs des contraintes appliquées, les argiles peuvent s'endommager davantage ou bien présenter un comportement cicatrisant. *Ces deux phénomènes ne peuvent jamais se réaliser simultanément*. Pour chacun de ces deux phénomènes (endommagement ou cicatrisation), on détaille le comportement déduit à partir des essais réalisés sur ces argilites.

Il est à noter que dans la 1ère partie de ce chapitre les écoulements d'eau interstitielle ne sont pas pris en compte. L'argile est considérée comme un matériau monophasique.

Les modèles rhéologiques étudiés dans ce chapitre sont spécifiques au type d'argile étudié.

On distingue deux groupes :

- le modèle élasto-viscoplastique-cicatrisant avec écrouissage, qui correspond au cas des argiles molles en particulier de l'argile de Boom (Mol). Le comportement de cette argile à court terme est plastique ; à long terme elle présente un comportement différé très important.

- le modèle élasto-viscoplastique-cicatrisant avec rupture, qui correspond au cas des argiles raides en particulier l'argile à Opalines (Mont Terri) et l'argile de l'Est. Le comportement de ces argiles à court terme est élasto-fragile et à long terme elles présentent un comportement différé.

IV.3 Modèles mécaniques d'endommagement des argilites

Il existe deux approches pour la mise au point de la loi d'endommagement:

- l'approche classique de l'endommagement (Lemaître et Chaboche-1985) qui utilise la variable d'endommagement D.

- l'approche fondée sur le formalisme de la plasticité avec écrouissage négatif ou « radoucissement » (Halphen et Nguyen - 1975, Bérest et al. - 1979, Thorel et Ghoreychi - 1996, Ghoreychi - 1999).

Le choix d'un modèle mécanique pertinent pour représenter le comportement des argiles est très important pour la sécurité à long terme de l'ouvrage souterrain ; c'est pourquoi on discute, par la suite et selon le type d'argile étudié, le choix du modèle d'endommagement retenu pour réaliser des simulations sur le chargement du système à long terme.

IV.3.1 Modèle d'endommagement de l'argile de Mol

On s'intéresse, dans cette étude, au comportement à long terme de l'argile de Mol. Plusieurs modèles ont été développés pour cette argile. Barnichon (2002) présente l'ensemble de ces modèles. Ces derniers peuvent se résumer en trois types à savoir:

- le modèle élastoviscoplastique avec écrouissage de type Mohr Coulomb (Rousset - 1988)
- le modèle poroélastoplastique de type Cam-Clay modifié (Modèle SCK/CEN voir Labiouse et al. - 1998)
- le modèle de type Cam-Clay modifié dans le cadre de la limite de surface plastique (ici on tient compte du passage entre l'état élastique et l'état plastique) (Barnichon - 2002).

On développe ici le premier type de modèle rhéologique mis au point par Rousset (1988) suite à une compagne d'essais réalisés au laboratoire G3S.

D'après les résultats des essais réalisés, on considère un modèle de comportement élasto-viscoplastique avec écrouissage dont les caractéristiques élastiques et viscoplastiques ont été déterminées au moyen d'essais réalisés par Rousset (1988) et Djéran (1994).

Il a été montré l'effet de la pression de confinement sur ce type d'argile. En effet le matériau devient mécaniquement plus résistant et plus ductile lorsque la contrainte moyenne augmente. En plus le comportement à court terme de l'argile se rapproche d'un comportement plastique parfait (le radoucissement est moins marqué) et l'ampleur des variations de volume diminue lorsque la pression de confinement augmente.

On conserve ici la décomposition du tenseur des déformations en une partie élastique linéaire ε^e et une partie irréversible ε^{irr}. Cette dernière comprend une partie viscoplastique ε^{vp} et une partie de cicatrisation ε^c.

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{irr} \tag{IV.1}$$

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^e + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^c \tag{IV.2}$$

En phase d'endommagement la variation des déformations cicatrisante est nulle ($\dot{\varepsilon}^c = 0$). On peut donc écrire que :

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^e + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} \tag{IV.3}$$

La loi de comportement viscoplastique (généralisation de la loi de Perzina - 1966) s'écrit sous la forme :

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} = \frac{1}{\eta}\left\langle f\left(\underline{\underline{\sigma}},\alpha\right)\right\rangle^n \frac{dg}{d\underline{\underline{\sigma}}}\left(\underline{\underline{\sigma}},\alpha\right) \tag{IV.4}$$

(<x> = 0 si x < 0, <x> = x si x>0)

avec :

g : potentiel qui dépend des contraintes extrêmes σ_1, σ_3 ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) et de la dilatance β du matériau

$$g\left(\underline{\underline{\sigma}}\right) = \beta\sigma_1 - \sigma_3 \tag{IV.5}$$

n : exposant

η : viscosité

α : paramètre d'écrouissage isotrope (il n'affecte que la valeur de la cohésion). Il est proportionnel au module de la déformation viscoplastique équivalente.

$$\alpha = \int_0^t \sum_{i=1}^{3} \left| \dot{\varepsilon}_i^{vp} \right| \cdot dt \tag{IV.6}$$

Les $\dot{\varepsilon}_i^{vp}$ (i = 1, 2, 3) sont les valeurs principales du tenseur des taux de déformations viscoplastiques $\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp}$.

En utilisant les équations (IV.4), (IV.5) et (IV.6), l'écrouissage est lié à la déformation à l'aide de la relation: $\dot{\alpha} = (\beta + 1) \cdot \left| \dot{\varepsilon}_3^{vp} \right|$ (IV.7)

Le critère de Mohr Coulomb s'écrit sous la forme :

$$f\left(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha\right) = \sigma_1 - \sigma_3 + \left(K_p - 1\right) \cdot \left(\sigma_1 - H\left(\alpha\right)\right) \tag{IV.8}$$

$$H\left(\alpha\right) = C\left(\alpha\right).\mathrm{cotg}\,\phi \tag{IV.9}$$

$$K_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \tag{IV.10}$$

avec : $\sigma_1 \succ \sigma_2 \succ \sigma_3$: valeurs principales ordonnées du tenseur des contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$.

On utilise ici la convention de la mécanique des milieux continus c'est à dire que les contraintes sont positives en traction et négatives en compression.

ϕ : angle de frottement interne

C : cohésion qui dépend du paramètre α . Elle est donnée par le système suivant :

$$\begin{cases} C\left(\alpha\right) = C\dfrac{\alpha}{\alpha_0} & si \quad 0 \prec \alpha \prec \alpha_0 \\ C\left(\alpha\right) = C & si \quad \alpha_0 \prec \alpha \prec \alpha_1 \\ C\left(\alpha\right) = C - \left(C - C_0\right)\dfrac{\alpha - \alpha_1}{\alpha_2 - \alpha_1} & si \quad \alpha_1 \prec \alpha \prec \alpha_2 \\ C\left(\alpha\right) = C_0 & si \quad \alpha_2 \prec \alpha \end{cases} \tag{IV.11}$$

où $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2$ et C, C_0 sont des constantes déterminées par les expériences.

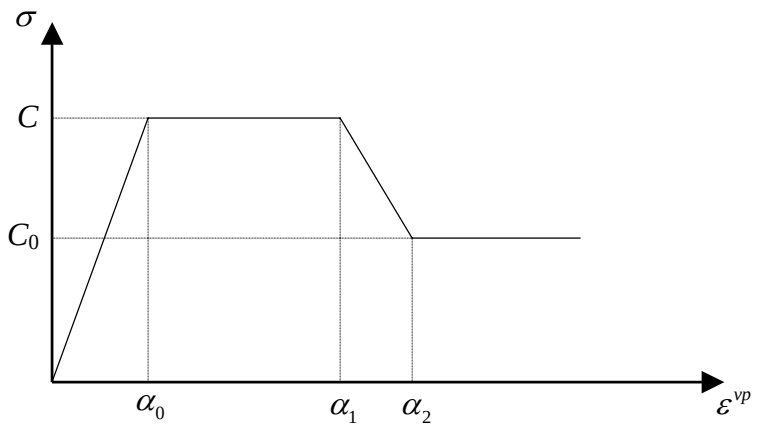


Figure IV.1 - Variation du seuil viscoplastique avec le paramètre d'écrouissage.

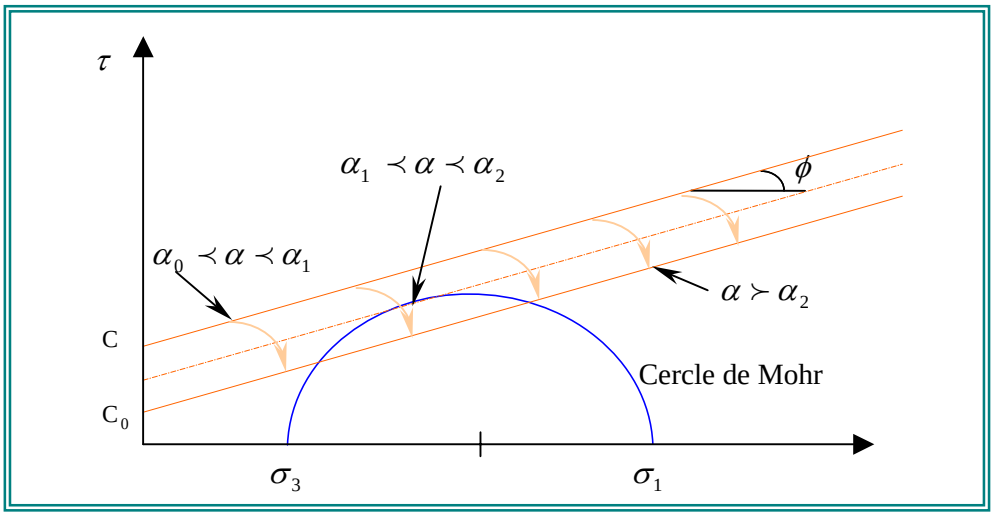


Figure IV.2 - Critère de Mohr Coulomb avec écrouissage.

IV.3.2 Calage du modèle d'endommagement de l'argile de Mol

Choix des valeurs des paramètres du modèle

Plusieurs types d'essais ont été réalisés dans le laboratoire G3S par Rousset (1988) et Djéran (1994) à savoir : des essais mécaniques à court terme (ici on caractérise le comportement mécanique à court terme en condition non drainée) et des essais mécaniques à long terme (essais de fluage drainés et non drainés ainsi que des essais oedométriques).
Les deux campagnes d'essais réalisées séparément par ces deux auteurs ont révélé une différence non négligeable entre plusieurs paramètres pour la part élastique et la part viscoplastique. Cette différence est très importante et a des conséquences sur le calcul du comportement des structures. Il a été remarqué que le matériau utilisé pour la campagne d'essais en 1994 était mécaniquement moins résistant que le matériau testé

par Rousset en 1988. Cette différence de comportement est due en partie à la différence de teneur en eau entre les échantillons ; en effet la teneur en eau des échantillons est égale à 26% pour les essais faits en 1994 alors qu'elle n'est que de 22 % pour les essais faits en 1988.
La valeur de la teneur en eau 26% est plus élevée que la moyenne des teneurs en eau mesurées sur l'ensemble du site de Mol et donc les paramètres qui ont été déterminés à partir d'essais faits sur ces échantillons risquent de donner un comportement qui est plus plastique que le comportement moyen de l'argile de Boom.
En déterminant la valeur de la teneur en eau obtenue pour notre campagne d'essais on trouve une valeur de l'ordre de 22,6%. Cette dernière valeur se rapproche de la teneur en eau pour la campagne d'essais faite en 1988 par Rousset. On suppose alors que le comportement de l'argile de Boom prélevée du même site mais en deux endroits différents est le même ; ce pourquoi pour la suite on considère les valeurs des paramètres élastiques et visco-plastiques données par Rousset.

a. Paramètres d'élasticité

On s'intéresse pour l'instant à l'étude du comportement mécanique des argilites. On considère alors uniquement les caractéristiques élastiques non-drainées. Ces valeurs sont déterminées à partir des courbes des essais triaxiaux de courte durée avec des cycles de charge-décharge pour déterminer le module d'Young « E » et à partir de la courbe de variation de volume de l'éprouvette au cours de la phase élastique pour accéder au coefficient de Poisson « ν ».

On retiendra pour le calcul les valeurs suivantes :

- *Module de Young non drainé* « E »: le choix ici est un peu difficile car il y a une grande dispersion au cours des essais, le module varie de 300 à 2000 MPa. Durant les essais on peut constater que le module diminue quand la déformation irréversible augmente ce qui se traduit par un endommagement progressif du matériau le long de l'essai triaxial.

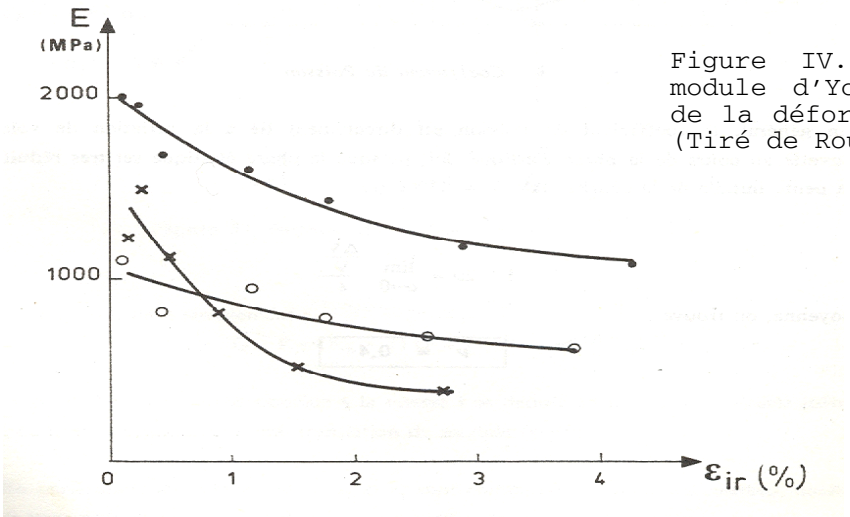


Figure IV.3 – variation du module d'Young E en fonction de la déformation irréversible (Tiré de Rousset – 1988).

Pour déterminer la valeur de « E » un essai avec cycles a été réalisé. Au cours d'un cycle de charge-décharge la pente de la droite (Q-P) (ε) peut être assimilée à une droite cette pente donne la valeur de « E » pour des valeurs faibles de la déformation.

Il n'a été considéré que les cycles aux cours desquels la déformation irréversible ne dépasse pas 0,5 % (Rousset - 1988).

On conserve pour le calcul la valeur donnée par Rousset E = 1430 MPa.

- *Coefficient de Poisson non drainé* « ν » : la détermination de ce paramètre à été faite au cours de la phase élastique. « ν » est lié directement à la variation du volume de l'éprouvette.

$$1-2\nu = \lim_{\varepsilon \longrightarrow 0} \frac{\Delta V/V}{\varepsilon}$$

ε étant la déformation axiale.

Le coefficient de Poisson vaut en moyenne ν = 0,4

b. *Paramètres viscoplastiques*

D'après le modèle défini antérieurement on définit les deux paramètres du modèle visqueux. La viscosité et l'exposant sont calculés au moyen des vitesses de fluage secondaire :

- L'exposant : n = 4
- La viscosité : η = 100 MPa^4.jour

c. *Seuil viscoplastique*

L'enveloppe des cercles de Mohr correspondant à la valeur de la résistance maximale (C_{cu}^{CT} = 1,3 MPa) ou résiduelle à court terme (C_{res}^{CT} = 0,8 MPa) est assimilée à une droite. La valeur de l'angle de frottement interne est toujours la même (ϕ = 4°). C_{cu}^{CT} et ϕ caractérisent la résistance à court terme de l'argile de Boom. Il est possible de déterminer la valeur maximale du seuil viscoplastique C en supposant, comme le fait Rousset (1988), qu'il est égal à 43 % du seuil de résistance maximal à court terme

- Seuil viscoplastique : C = 43 % * C_{cu}^{CT} = 0,56 MPa
- L'intensité du radoucissement est égale à

  $C - C_0 = C_{cu}^{CT} - C_{res}^{CT}$ = 0,5 MPa → C_0 = 0,06 MPa

d. *Dilatance*

Le paramètre β dans le modèle traduit la dilatance observée lors des essais triaxiaux à court terme. La dilatance est β = 1,075

e. *Calage des paramètres de déformation* $\varepsilon_0, \varepsilon_1, \varepsilon_2$

Les paramètres de déformation ($\varepsilon_0, \varepsilon_1, \varepsilon_2$) sont calculés à partir des essais triaxiaux de courte durée. Ces valeurs sont valables pour toutes les courbes quelle que soit la vitesse de chargement ou la valeur du confinement.

- ε_0 = 0,0224
- ε_1 = 0,0588
- ε_2 = 0,077

Le paramètre d'écrouissage α est lié à la déformation par la relation :

$$\alpha = (\beta + 1) \cdot \varepsilon \qquad \text{(IV.12)}$$

IV.3.3 Modèle d'endommagement de l'argile de Mont Terri

Plusieurs modèles ont été établis pour modéliser les argiles raides. On peut citer à titre d'exemple le travail de Rousset (1988) suite à une étude sur cinq argiles différentes (argiles des Landes, de Lacq, de Mont de Marsan, de Couy et de Soings). Une autre étude plus spécifique, sur l'argile de Mont Terri, a été réalisée par Boidy (2002).
Dans ce qui suit on détaille rapidement les modèles adoptés par chacun de ces auteurs ainsi que les hypothèses utilisées.

IV.3.3.1 Modèle de Rousset pour les argiles raides

Comme pour l'argile de Mol, le tenseur de déformation de l'argile raide est composé d'une partie élastique et d'une partie irréversible. L'hypothèse de découplage des modèles à court terme et à long terme conduit à décomposer la partie irréversible en une partie rupture et une partie viscoplastique.

Pour l'argile raide le modèle prend en compte la fragilité à court terme du matériau et la viscosité intrinsèque du squelette solide ainsi que la cicatrisation à long terme.

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{e} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{irr}$$

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{e} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{r} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{c} \qquad \text{(IV.13)}$$

En phase d'endommagement le taux de déformation de cicatrisation est nulle ($\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{c} = 0$).

On peut donc écrire que : $$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{e} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{r} \qquad \text{(IV.14)}$$

La loi de comportement viscoplastique s'écrit sous la forme d'une loi d'écoulement associée :

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} = \frac{1}{\eta}\left\langle f_{vp}\left(\underline{\underline{\sigma}}\right)\right\rangle \cdot \frac{\partial f_{vp}}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \qquad \text{(IV.15)}$$

f_{vp} est le critère viscoplastique (critère de Tresca) qui dépend des contraintes extrêmes et du seuil viscoplastique (viscoplasticité parfaite).

$$f_{vp} = \sigma_1 - \sigma_3 - 2 \cdot C_1 \qquad \text{(IV.16)}$$

avec : $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ valeurs propres ordonnées du tenseur des contraintes.

$2C_1$: seuil viscoplastique

La loi de comportement de rupture est : $$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \dot{\lambda} \cdot \frac{\partial f_r}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \qquad \text{(IV.17)}$$

Le critère de rupture dépend d'un paramètre d'écrouissage :

$$f_r\left(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha\right) = \sigma_1 - \sigma_3 + \left(K_p(\phi) - 1\right) \cdot \left(\sigma_1 - H(\alpha)\right) \qquad \text{(IV.18)}$$

$$H(\alpha) = C(\alpha).\mathrm{cotg}\,\phi \qquad \text{et} \qquad K_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

Le paramètre d'écrouissage α est proportionnel aux déformations de rupture. α est donc une déformation de rupture équivalente.

$$\alpha = \int_0^t \sum_{i=1}^{3} \left| \dot{\varepsilon}_i^r \right| \cdot dt \qquad \text{(IV.19)}$$

où les $\dot{\varepsilon}^r_{i\ (i=1,2,3)}$ sont les valeurs principales de $\underline{\underline{\dot{\varepsilon}^r}}$.

Il a été remarqué d'après les essais de Rousset que la pression moyenne intervient dans le critère de rupture :

- Pour de faibles valeurs de la pression moyenne, le seuil de rupture est un critère de Coulomb avec une cohésion C et un angle de frottement ϕ. Après la rupture, la résistance résiduelle dépend elle aussi de la pression moyenne. Dans ce cas l'angle de frottement ϕ' est plus grand que ϕ et $C_0 = 0$ car, pour un confinement nul, le déviateur après rupture est nul.

- Pour de fortes valeurs de la pression moyenne, il n'y a plus diminution du déviateur après rupture. Le critère de rupture se confond alors avec un critère de plasticité parfaite.

Sur la figure IV.4 ci dessous , les trois courbes intrinsèques du matériau sont présentées dans le diagramme de Mohr Coulomb, le seuil de rupture, le seuil correspondant à la résistance résiduelle après rupture et le seuil plastique.

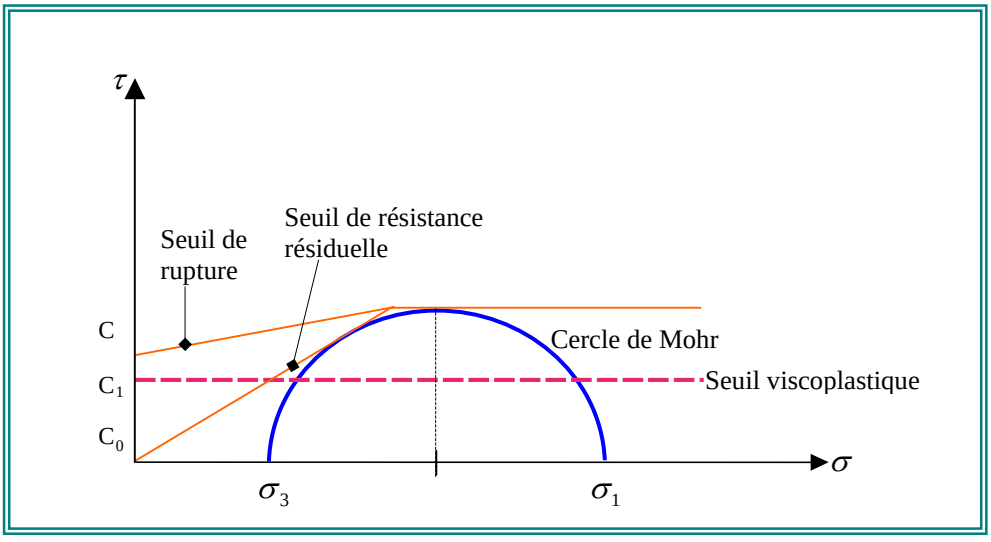


Figure IV.4 – Courbes intrinsèques de l'argile raide dans un diagramme de Mohr.

IV.3.3.2 Modèle de Boidy pour l'argile de Mont Terri

L'équation viscoplastique adoptée par Boidy (2002) pour modéliser le comportement de l'argile de Mont Terri en fonction du temps est basée sur le modèle viscoplastique de Lemaitre et Chaboche (1996). On néglige pour cette étude le phénomène de gonflement, de plus les effets de la pression de pore sont complètement négligés.

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{e} + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{irr}$$

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{e} + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{vp} + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{c}$$

En phase d'endommagement le taux de déformation de cicatrisation est nulle ($\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{c} = 0$).

On peut donc écrire que : $\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{e} + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{vp}$

La loi de comportement viscoplastique s'écrit sous la forme suivante :

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{vp} = \gamma \cdot \langle \phi(F) \rangle \cdot \frac{\partial G}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \qquad \text{(IV.20)}$$

avec γ : le coefficient de viscosité
F : la fonction limite statique
G : le potentiel viscoplastique
ϕ : critère viscoplastique

on a : $\langle \phi(F) \rangle = 0$ si $\phi(F) \prec 0$

$\langle \phi(F) \rangle = \phi(F)$ si $\phi(F) \succ 0$

La déformation viscoplastique est liée à la vitesse des déformations viscoplastique par la relation suivante :

$$\varepsilon^{vp} = \int_0^t \left(\frac{2}{3} \cdot \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{vp} \cdot \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{vp} \right)^{1/2} \cdot dt \qquad \text{(IV.21)}$$

Boidy propose d'écrire le taux de déformation viscoplastique sous une forme plus représentative en utilisant des lois puissance. Cela concerne la loi d'écoulement et le paramètre de déformation viscoplastique.

Si on prend $\phi(F) = (F+1)^n$ et $\kappa(\varepsilon^{vp}) = (\varepsilon^{vp})^{-m/n}$ (IV.22)

Le taux de déformations viscoplastique est donné par l'expression suivante :

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{vp} = \frac{3}{2} \cdot A \cdot q^{n-1} \cdot (\varepsilon^{vp})^{m} \cdot \underline{\underline{s}} \qquad \text{(IV.23)}$$

avec :

$\underline{\underline{s}}$: tenseur de contrainte déviatorique

q : le deuxième invariant du tenseurs des contraintes

A : coefficient de viscosité de la roche ($A > 0$)

n : l'exposant de contrainte ($n \geq 1$)

m : l'exposant de déformation viscoplastique $\left(0 \leq m \leq 1 - 1/n\right)$

κ : paramètre décrivant le radoucissement

Les trois derniers paramètres ont été identifiés à partir des résultats expérimentaux obtenus sur des échantillons d'argile du Mont Terri ayant une teneur en eau de 8 % et un degré de saturation de 95 %.

IV.3.4 Calage du modèle d'endommagement de l'argile de Mont Terri

On s'intéresse, dans cette étude, au comportement à long terme de l'argile du Mont Terri. D'après les résultats des essais réalisés, on considère un modèle de comportement élasto-viscoplastique avec rupture (modèle de Rousset - 1988) ou non (modèle de Boidy - 2002) dont les caractéristiques élastiques et viscoplastiques ont été déterminées au moyen d'essais réalisés au Mont Terri (Technical report - 2001 et la série EPFL de mesures in-situ données par Boidy) et au laboratoire LMS.

Globalement l'argilite de Mont Terri est caractérisée physiquement par une faible teneur en eau ($w = 6{,}1 \pm 1{,}9$ %), une densité élevée ($\rho = 2450 \pm 30$ kg/m^3), une importante hétérogénéité locale dans la distribution des carbonates C_{RCO3} ($9{,}4 \pm 5{,}9$ % en volume).

Choix des valeurs des paramètres du modèle

a. Paramètres d'élasticité

Les paramètres élastiques de la roche sont déterminés à partir des courbes de chargement cyclique. On présente dans ce qui suit la courbe d'un essai triaxial de courte durée avec des cycles de charge-décharge pour l'argile de Mont Terri sur un échantillon non endommagé.

Les modules de Young dépendent considérablement de plusieurs facteurs et conditions complexes à savoir le contenu d'eau dans l'échantillon, le niveau de chargement et le niveau de fissuration dans l'échantillon.

On retiendra pour le calcul les valeurs suivantes :

- Module de Young non drainé: E = 4784 MPa
- Coefficient de Poisson non drainé: ν = 0,27

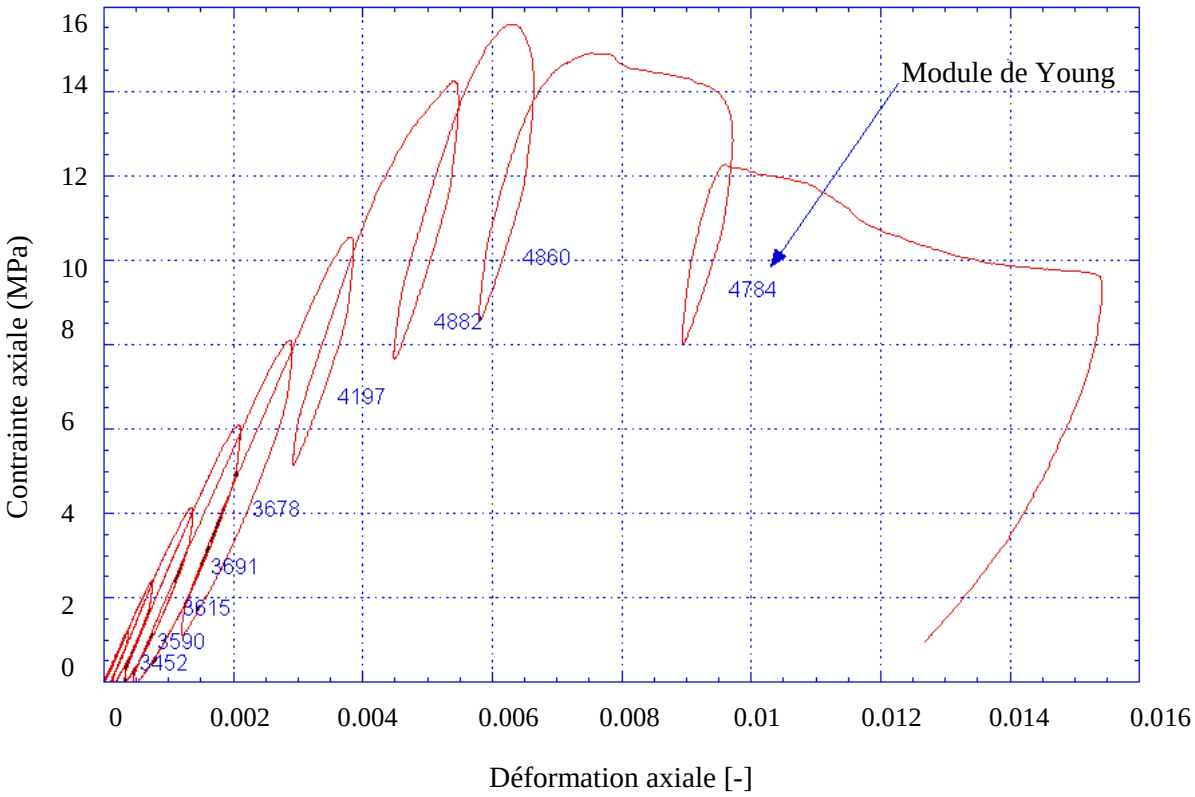


Figure n° IV.5 - Essai triaxial avec cycles de chargement-déchargement Sur l'argile du Mont Terri($P_{confinement}$= 4,5 MPa et $P_{injection}$= 2 MPa).

b. Seuil viscoplastique

La cohésion effective et l'angle de frottement interne dépendent de la valeur de la contrainte normale et de la contrainte de cisaillement. On suppose dans ce cas que l'état hygrométrique de la roche est celui d'un état naturel où on a w = 8 %.
La cohésion dépend de l'orientation par rapport à la stratification. On considère les valeurs suivantes (Technical report - 2001) :

a. cohésion parallèle à la stratification : $C'_{//}$ = 2,2 MPa
b. cohésion perpendiculaire à la stratification : $C'_{\perp}$ = 5 MPa
c. angle de frottement interne : $\phi'_{//} = \phi'_{\perp} = 25°$

Ces paramètres ne sont pas considérés dans le modèle viscoplastique de Boidy.

c. Les paramètres du modèle de Boidy

Par la suite on définit les paramètres du modèle de Boidy. Pour caler son modèle l'auteur s'est basé sur des essais triaxiaux de fluage.

- La viscosité: $A = 2.10^{-43}$ [s^{-1}]
- l'exposant de contrainte : n = 13,2
- l'exposant de déformation viscoplastique : m = - 11

IV.4 Discussion sur le modèle de cicatrisation

IV.4.1 Introduction

On s'intéresse dans cette partie à décrire et expliquer la logique par laquelle on aboutit à formuler notre modèle de cicatrisation dans le cas des argilites étudiées (argile de Boom à Mol et argile à Opalines à Mont Terri).
Compte tenu du nombre de phénomènes mis en jeu (orientation des fissures, effet des chargements appliqués, vitesse et temps nécessaire pour la cicatrisation, composition chimique de l'eau, comportement minéralogique des argilites, élasticité, viscoplasticité, endommagement mécanique ou hydraulique, variation de perméabilité avec l'endommagement ou la cicatrisation…) et des incertitudes très fortes sur les paramètres mesurés en laboratoire ou in-situ ainsi que l'absence de plusieurs types d'essais indispensables pour la description du phénomène, la question qui se pose est: Quelle loi d'écoulement peut décrire au mieux le phénomène de cicatrisation et comment réussir sa détermination ?

L'objectif de ce travail est de mener une réflexion sur le modèle le plus adéquat pour rendre compte de la cicatrisation des fractures au niveau de la ZE des ouvrages souterrains.
L'intérêt principal est de mettre en évidence les phénomènes qui sont prépondérants pour notre problème, de pressentir les mécanismes à observer et d'effectuer une analyse logique et simple.
Le but de cette étude est donc de parvenir à une équation simple, facile à interpréter et qui peut s'implanter aisément dans le code de calcul ANTHYC.
La démarche adoptée pour trouver l'équation du modèle est de commencer par faire un bref rappel sur les différentes observations in situ et au laboratoire tout en restant dans le cadre de la cicatrisation. Par ailleurs, une étude présentant la logique du raisonnement est menée pour éliminer ou mettre en évidence l'effet de certains phénomènes dans le modèle. A la fin, on fera une récapitulation sur le choix de notre modèle et les raisons pour lesquelles on le retiendra.

Le type d'approche utilisée est d'assimiler le milieu à un milieu homogène monophasique (il n'y a qu'une phase « solide » et donc pas de notion de contrainte effective).

IV.4.2 Réflexions et hypothèses de calcul pour le modèle rhéologique de cicatrisation

En analysant les essais réalisés au laboratoire et les tests in-situ, on peut souligner quelques principaux comportements des matériaux suite à des chargements et des situations différentes.
Notre but dans cette démarche est de nous intéresser au comportement élasto-viscoplastique des roches argileuses sans tenir compte de considérations hydraulique, thermique ou chimique qui peuvent jouer un rôle important pour l'interprétation du phénomène de cicatrisation.

Le mécanisme de cicatrisation dépend essentiellement du temps. Il est difficile, pour le cas des argiles molles présentant une aptitude à fluer, de déterminer la part de l'effet élastique (provoquant une fermeture presque instantanée des ouvertures) et celle du fluage (provoquant une fermeture s'étalant dans le temps). Ce type de problème ne se pose pas pour les roches sous consolidés qui ont une faible teneur en smectite. Pour notre

cas, ces deux effets ne sont pas indépendants et jouent tous les deux un rôle considérable pour la cicatrisation.
On considère les hypothèses suivantes : la cicatrisation est complète sous l'application d'un chargement bien adapté mais est étalée dans le temps. L'effort appliqué sur la fissure pour la fermer est le plus efficace quand il est perpendiculaire au plan de la fissure, la cicatrisation est associée aux déformations principales positives.

On suppose de plus que la cicatrisation dépend :

- du fait qu'on se retrouve à l'intérieur (cicatrisation) ou à l'extérieur (pas de cicatrisation) du domaine défini par le critère.
- de la distance, dans le plan des contraintes, au critère d'endommagement dans le sens où la cicatrisation devient de plus en plus rapide quand on est loin et à l'intérieur de ce critère.
  Cette hypothèse peut être mis en évidence par la simple prise en compte de la contrainte déviatorique. Plus le déviateur est grand moins grand est l'effet de cicatrisation. L'inverse est vrai pour les contraintes moyennes.

Toutes les hypothèses citées précédemment ont permis de décrire différemment le processus de cicatrisation mécanique des argilites tout en mettant l'accent sur un ou plusieurs phénomènes.
Le modèle de cicatrisation mécanique sera détaillé par la suite.

IV.4.3 Les réflexions sur le modèle de cicatrisation

Pour formuler ce modèle de cicatrisation il a fallu tenir compte de trois notions :
- la limite du domaine de cicatrisation
- la direction selon laquelle on cicatrise
- l'intensité avec laquelle on cicatrise

Pour trouver la loi rhéologique finale une discussion sur la forme du critère de cicatrisation, l'écriture de la loi ainsi que le choix des hypothèses effectué en concordance de ce qui a été déjà observé dans la partie expérimentale (au laboratoire ou in-situ) est détaillée par la suite. Plusieurs formules ont été établies (6 lois rhéologiques différentes) et discutées pour aboutir à une formulation finale. Cette dernière sera désormais appelée « la loi rhéologique de cicatrisation pour les argilites ». Les paramètres de cette loi seront déterminés à partir d'une étude paramétrique faisant appel aux observations faites durant des essais expérimentaux, détaillé dans le chapitre V.
On rappelle ici que la loi de cicatrisation est écrite en utilisant l'hypothèse de milieu monophasique. Elle est donc purement mécanique. La partie IV.5 permettra d'expliquer comment on fait le couplage hydro-mécanique pour pouvoir calculer les variations de la perméabilité, paramètre très important pour mettre en évidence la présence du phénomène de cicatrisation.

Pour commencer, une toute première réflexion sur la formulation de la loi d'écoulement de cicatrisation nous a conduit à proposer la forme tensorielle suivante :

1ère réflexion

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{c} = -\frac{1}{\eta'}\left\langle -F_c \right\rangle \cdot \left|\varepsilon^{irr}\right| \cdot \frac{\partial F_c}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \qquad \text{(IV.24)}$$

avec : $F_c\left(\underline{\underline{\sigma}}\right) = \sigma_{eq}^2 + \beta_1 \cdot \sigma_m$ (IV.25)

$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{c}$: tenseur de taux de déformation de cicatrisation

σ_{eq} : contrainte déviatorique

σ_m : contrainte moyenne

β_1 : constante qu'on peut déterminer expérimentalement

$\left|\varepsilon^{irr}\right| = \sum \left|\varepsilon_i^{irr}\right|_{(i=1,2,3)}$: la valeur positive de la déformation irréversible obtenue à l'aide du modèle mécanique (plastique, endommageable)

ε^{irr} : déformation irréversible $\varepsilon^{irr} = \varepsilon^{vp}{}_{(\text{à la fin de l'endommagement})} + \varepsilon^{c}$

ε^{vp} : déformation viscoplastique

ε^{c} : déformation de cicatrisation

η' : la viscosité du matériau argileux

La loi d'évolution donnée par (IV.24) est établie a priori par analogie avec une loi de fluage de type Perzyna avec écoulement associé, avec toutefois un signe opposé.
Le critère F_c intervient à la fois dans la description de la direction, du domaine de la zone de cicatrisation et de l'intensité de la vitesse de cicatrisation.
En l'absence d'essais suffisamment nombreux pour déterminer précisément la direction suivant laquelle s'effectue la vitesse de cicatrisation, il est plus logique de diminuer le rôle joué par le critère de cicatrisation. On a pensé alors écrire l'équation (IV.24) sous la forme :

2ème réflexion

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{c} = -\frac{1}{\eta'}\left\langle -F_c \right\rangle \cdot \underline{\underline{\varepsilon}}^{irr} \qquad \text{(IV.26)}$$

Dans cette équation la direction selon laquelle on cicatrise ne dépend pas du critère F_c mais du tenseur de déformation irréversible.
Cette formule simplifiée présente un manque, puisqu'elle ne permet pas de décrire l'intensité avec laquelle on cicatrise indépendamment du critère F_c.

On a supposé une écriture scalaire (ici on ne tient pas compte de l'orientation des fissures mais plutôt de la valeur de la contrainte déviatorique). Cette loi s'écrit sous cette forme :

3ème réflexion

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{c} = -\frac{1}{\eta'}\frac{\left\langle -F_c \right\rangle}{-F_c} \cdot \frac{1}{\left(1+\frac{J_2}{J_c}\right)^n} \cdot \left\langle \underline{\underline{\varepsilon}}^{irr} \right\rangle \qquad \text{(IV.27)}$$

avec n : exposant

J_2 : le deuxième invariant du déviateur du tenseur de contrainte $\underline{\underline{s}}$.

$$\underline{\underline{s}} = \underline{\underline{\sigma}} - \sigma_m \cdot \underline{\underline{1}} \qquad \text{et} \qquad J_2 = \frac{tr\left(\underline{\underline{s}}^2\right)}{2}$$

σ_m : contrainte moyenne

Ici on ne cicatrise que les déformations positives (dilatations associées à des microfissures ouvertes). Le sens des déformations positives $\left\langle \underline{\underline{\varepsilon}}^{irr} \right\rangle$ est obtenu en

diagonalisant ε^{irr} ; on garde seulement les valeurs propres supérieures à zéro et puis connaissant la matrice des vecteurs propres, on peut repasser à la base initiale.

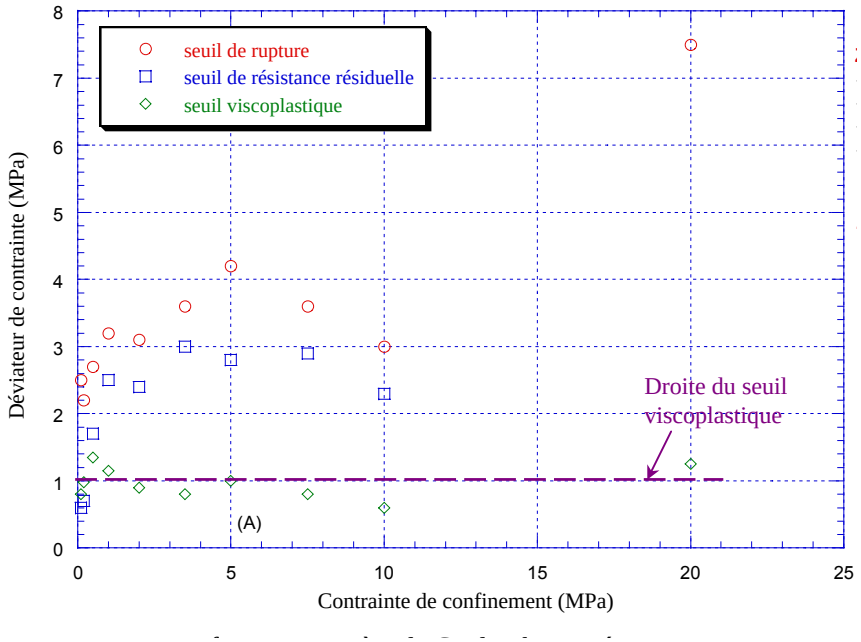
Dans cette formule (IV.27) on voit bien que le domaine de cicatrisation est normalisé :

$$\frac{\langle -F_c \rangle}{-F_c} = 1 \quad \text{si on est à l'intérieur du domaine, soit } F_c \prec 0$$

$$\frac{\langle -F_c \rangle}{-F_c} = 0 \quad \text{si on est à l'extérieur du domaine}$$

Ici l'influence de F_c se réduit à fixer le domaine à l'intérieur duquel la cicatrisation a lieu.

La difficulté pour cette formule est de trouver une valeur pour J_c .
Pour surmonter cette difficulté, on va tracer la courbe du seuil de rupture, de seuil de résistance résiduelle et de seuil viscoplastique à partir des essais triaxiaux faits au laboratoire G3S sur l'argile de Mol. D'après la courbe ci-dessous, établie à partir des essais expérimentaux faits par Rousset, on suppose que le critère de cicatrisation ne peut pas dépasser le seuil viscoplastique.



Si on rentre dans la zone de cicatrisation (A), on a :
- diminution des microfissures
- cicatrisation de l'endommagement
- contractance
- diminution de la perméabilité

Figure IV.6 – Représentation du seuil de rupture, seuil de résistance résiduelle et seuil viscoplastique pour l'argile de Mol.

On peut alors choisir comme valeur de J_c la valeur du seuil viscoplastique σ_{svp}.

$$\sigma_{svp} = \sqrt{3 \cdot J_c} \qquad \Rightarrow \quad J_c = \frac{\sigma_{svp}^2}{3} \tag{IV.28}$$

Un même raisonnement peut être appliqué à l'argile du mont Terri.
L'équation (IV.27) peut alors s'écrire sous cette forme :

4ème réflexion

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^{c} = -\frac{1}{\eta'} \frac{\langle -F_c \rangle}{-F_c} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{3 \cdot J_2}{\sigma_{svp}^2}\right)^n} \cdot \left\langle \underline{\underline{\varepsilon}}^{irr} \right\rangle \tag{IV.29}$$

L'inconvénient de cette formule est qu'on ne tient pas compte de l'orientation des fissures. La loi dépend uniquement de la valeur du déviateur J_2.

Une hypothèse sera utilisée par la suite: elle consiste à dire que l'application d'une contrainte perpendiculaire au plan de la fissure produit le même effet de cicatrisation qu'un chargement isotrope, ou déviatorique dès lors que la valeur de la contrainte appliquée orthogonalement au plan des fissures est la même pour les différents cas de chargement.

Dans ce cas la formule s'écrit de la façon suivante:

5ème réflexion

$$\dot{\varepsilon}_i^{c} = -\frac{1}{\eta'} \cdot \left\langle -\underline{n}_i \cdot \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{n}_i \right\rangle^a \cdot \left\langle \varepsilon_i^{irr} \right\rangle^b \cdot \frac{\langle -F_c \rangle}{-F_c} \tag{IV.30}$$

avec : $\underline{\underline{\sigma}}$: tenseur de contrainte appliquée

$\varepsilon_{i\,(i=1,2,3)}^{irr}$: déformation irréversible selon une direction principale de ε^{irr}

$\underline{n}_{i\,(i=1,2,3)}$: vecteur de direction principale

a, b : sont des constantes à déterminer à partir des essais expérimentaux

Cette formule (IV.30) tient bien compte de l'orientation des fissures. Or si on regarde de plus près, on peut remarquer que ce modèle présente un défaut puisqu'il ne prend pas en compte le cas de chargement en compression simple ou en extension simple. Ce qui remet en cause sa validité.

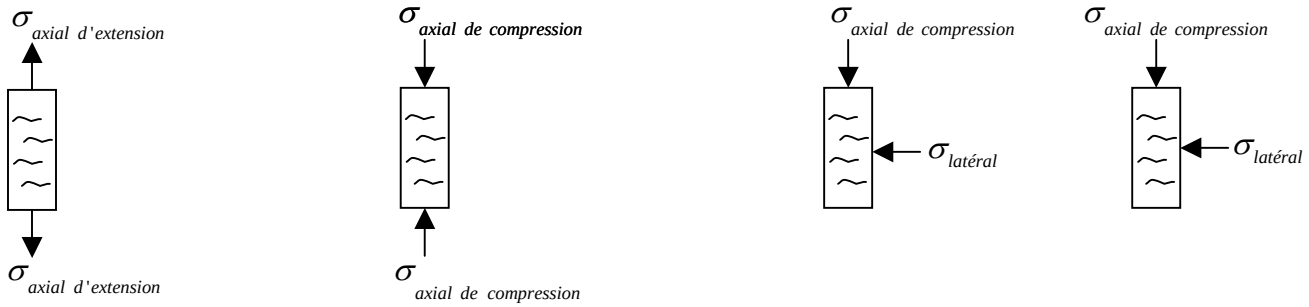
Une représentation schématique des différentes droites de chargements possibles appliqués sur une éprouvette cylindrique montre les limites de ce modèle et l'inconvénient d'utiliser le critère F_c pour la formulation de la loi d'écoulement.

Limite de la loi rhéologique établie - formulation (IV.30)

On suppose, par la suite, qu'un échantillon cylindrique est soumis à une contrainte d'extension dans la direction u_1. Il se produit alors des fissures ouvertes dans le plan (u_1, u_2) (phase 1). Après la phase d'endommagement, on applique trois chargements différents : un chargement en compression simple (phase 2-a), un chargement déviatorique (phase 2-b) et un chargement isotrope (phase 2-c), la valeur de la contrainte axiale reste constante pour les trois cas de chargement : c'est la phase de cicatrisation.

ENDOMMAGEMENT | **CICATRISATION**

Phase 1 | ***Phase 2-a*** | ***Phase 2-b*** | ***Phase 2-c***



Essai d'extension simple

Essai de compression simple

$\sigma_{latéral} = \sigma_1 = 0$

$\sigma_{axial\ de\ compression} = \sigma_3 \prec 0$

Essai déviatorique

$\sigma_{latéral} = \sigma_1$

$\sigma_{axial\ de\ compression} = \sigma_3$

Avec :

$0 \succ \sigma_1 \succ \sigma_2 = \sigma_3$

Essai isotrope

$\sigma_{latéral} = \sigma_1 = \sigma_2 \prec 0$

$\sigma_{axial\ de\ compression} = \sigma_{latéral}$

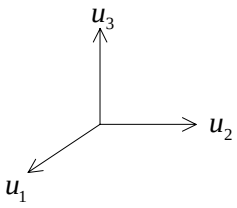


Figure IV.7 – Présentation de différents chargements appliqués sur l'échantillon cylindrique.

En considérant la convention de Mécanique des Milieux Continus

σ_1 : contrainte de compression majeure

σ_3 : contrainte de compression mineure

Sur la figure IV.8, on présente les iso-valeurs d'intensité ou de vitesse de cicatrisation pour une même déformation initiale dans le plan $\left(\sigma_m, \sigma_1 - \sigma_3\right)$.

- Pour un chargement isotrope ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) on a la droite constituée des points (σ_1 , 0): c'est l'axe des contraintes moyennes.
- Un chargement déviatorique quelconque est représenté par les points $(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3},\ \sigma_1 - \sigma_3)$.

On voit bien ici qu'il ne faut pas dépasser une certaine valeur de contrainte déviatorique sinon on se trouve en dehors du critère de cicatrisation.

- Pour un chargement en compression simple on a la droite constituée des points $(\frac{\sigma_1}{3}, \sigma_1)$.

On suppose ici, pour simplifier, que le critère de cicatrisation est une droite d'équation

$$F_c\left(\underline{\underline{\sigma}}\right) = \sigma_{eq} + \sigma_m \cdot \mathrm{cotg}\phi - C_c = 0$$

ϕ étant la pente de la droite de critère de cicatrisation.

Pour être à l'intérieur du domaine de cicatrisation il faut vérifier cette équation :

$$\sigma_{eq} + \sigma_m \cdot \mathrm{cotg}\phi - C_c \prec 0 \qquad \text{avec} \qquad C_c < 0$$

On voit bien que la droite, dans le cas de *chargement en compression simple*, ne peut jamais avoir une intersection avec la droite de cicatrisation.

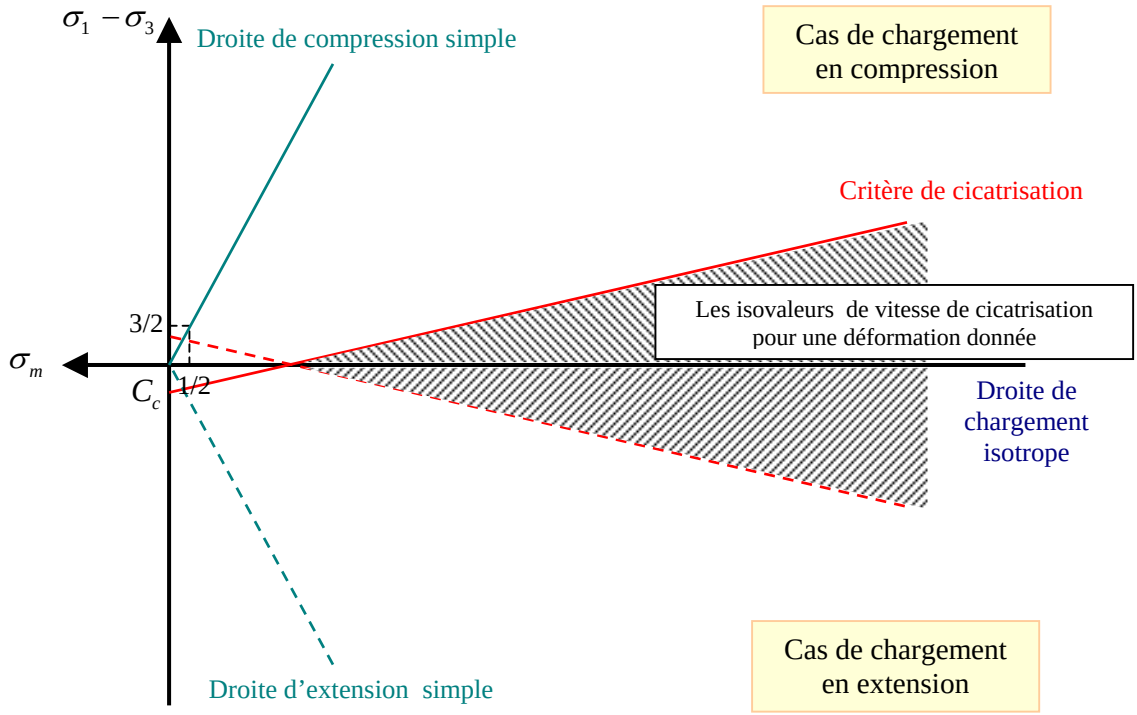


Figure IV.8 – Présentation du critère de cicatrisation dans le plan déviatorique.

NB: D'après l'équation IV.31, le critère de cicatrisation se présente sous une forme parabolique. Pour simplifier la présentation au niveau de la figure IV.8 On considère qu'il s'agit d'une droite.

Le modèle tel qu'il est donné ne permet pas de répondre aux exigences des hypothèses posées.

A ce stade d'étude on ne sait pas trop si l'hypothèse établie est très forte ou bien si le critère de cicatrisation qu'on a défini n'est pas bien formulé ; deux questions peuvent se poser :

- l'hypothèse utilisée (*l'application d'une contrainte perpendiculaire au plan de la fissure produit le même effet de cicatrisation qu'un chargement isotrope, ou déviatorique dès lors que la valeur de la contrainte appliquée orthogonalement au plan des fissures est la même pour les différents cas de chargement*) n'est pas valable pour tous les cas de chargement (à savoir le chargement en compression simple). Dans ce cas comment pourra-t-on changer cette hypothèse ?

- le critère de cicatrisation F_c tel qu'il est écrit précédemment ne satisfait pas notre hypothèse citée en haut. Dans ce cas comment changer la loi d'écoulement pour qu'elle puisse être valable pour tous les cas de chargement ?

Les matériaux argileux, sur lesquels porte notre travail, présentent un comportement viscoplastique et une aptitude au fluage plus ou moins forte. Un essai en compression simple ou avec un grand déviateur peut créer des déformations latérales plus ou moins importantes. Ces déformations peuvent être à l'origine d'un nouvel endommagement dans une direction, cette fois ci, orthogonale aux fissures déjà existantes. L'idéal alors est de se placer dans un cas de chargement proche de celui qui règne dans le milieu souterrain avant excavation (état de contrainte isotrope).
Le modèle tel qu'il est formulé ne peut pas tenir compte d'effet du déviateur et des observations faites au laboratoire et in-situ.

Contrairement à la formule (IV.30) où :
- on ne peut pas cicatriser en compression simple.
- on cicatrise de la même façon quelle que soit la valeur du déviateur à l'intérieur du critère.

et d'après tous ce qui a été déjà fait, on peut proposer la loi d'écoulement de cicatrisation sous la forme suivante :

6ème réflexion

$$\dot{\varepsilon}_i^c = -\frac{1}{\eta'} \cdot \left\langle -\left(\underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{n}_i\right) \cdot \underline{n}_i \right\rangle^a \cdot \left\langle \varepsilon_i^{irr} \right\rangle^b \cdot \left\langle -F_{vp} \right\rangle^c \qquad \text{(IV.31)}$$

Orientation de fissures prise en compte

Effet de la contrainte déviatorique

Avec : a,b ,c : sont des constantes à déterminer

$\varepsilon_{i\,(i=1,2,3)}^{irr}$: déformation irréversible selon une direction principale de ε^{irr}

$$\varepsilon^{irr} = \varepsilon^{vp}{}_{(\text{à la fin de l'endommagent})} + \varepsilon^c$$

F_{vp} : critère de Mohr-Coulomb pour l'endommagement voir partie IV.3.1

$$F_{vp} = f\left(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha\right) = \sigma_1 - \sigma_3 + \left(K_p - 1\right) \cdot \left(\sigma_1 - H\left(\alpha\right)\right)$$

$$H(\alpha) = C(\alpha).\cot g\,\phi$$
$$K_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

Dans cette nouvelle formule (IV.31), on tient compte des orientations des fissures ainsi que de l'effet de la contrainte déviatorique grâce à l'utilisation du critère viscoplastique F_{vp}. Plus on est loin du critère viscoplastique mieux on cicatrise. L'intensité de cicatrisation passe de la valeur 0 au niveau du critère viscoplastique à une valeur maximale pour la droite des contraintes moyennes.
La limite du critère de cicatrisation est présentée sur la figure IV.9.

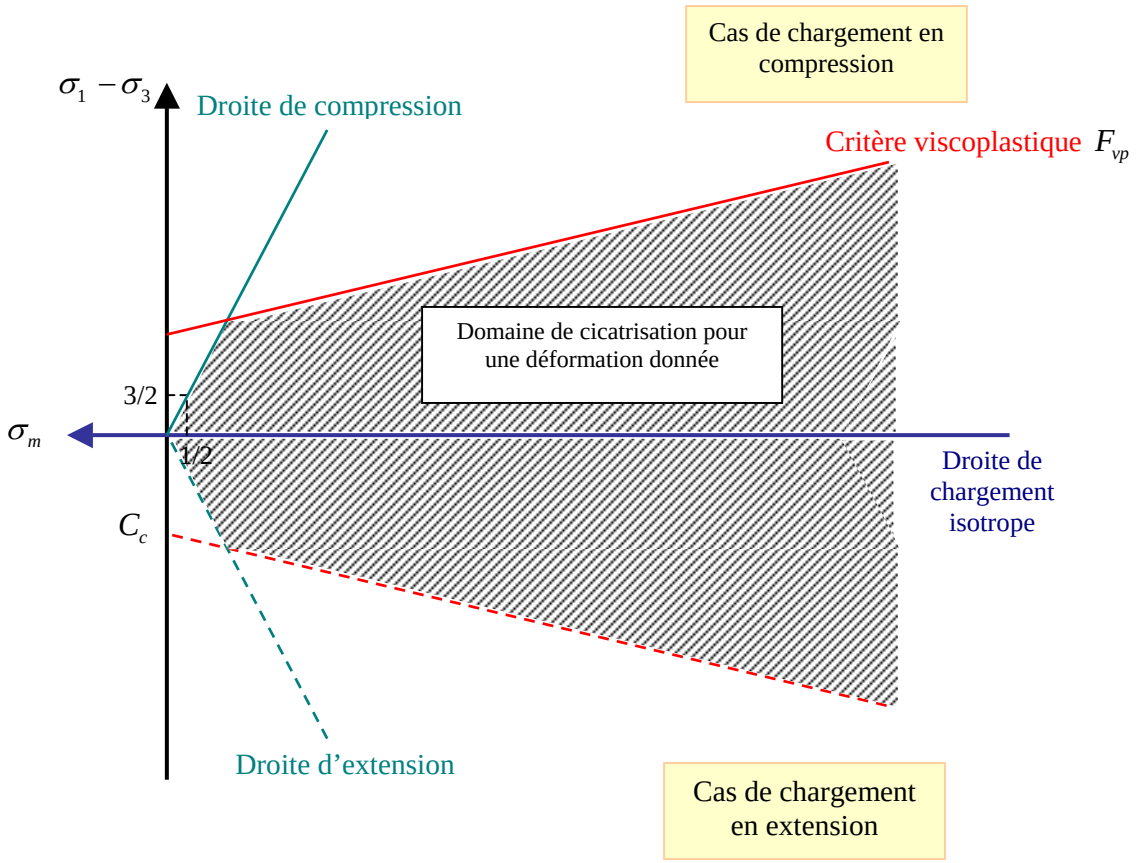


Figure IV.9 - Présentation du critère de cicatrisation dans le plan déviatorique.

L'écrouissage α pour la partie cicatrisation s'exprime comme suit :

$$\alpha = -\int_0^t \sum_{i=1}^{3} \left| \dot{\varepsilon}^c \right| \cdot dt \qquad \text{(IV.32)}$$

La cohésion $C(\alpha)$ est donnée par le système suivant :

$$\begin{cases} C(\alpha) = C & si \quad \alpha = \alpha_1 \\ C(\alpha) = C - (C - C_0)\dfrac{\alpha - \alpha_1}{\alpha_2 - \alpha_1} & si \quad \alpha_1 \prec \alpha \prec \alpha_2 \\ C(\alpha) = C_0 & si \quad \alpha = \alpha_2 \end{cases} \qquad \text{(IV.33)}$$

La Cohésion passe de $C0$ vers C dans le cas de cicatrisation.

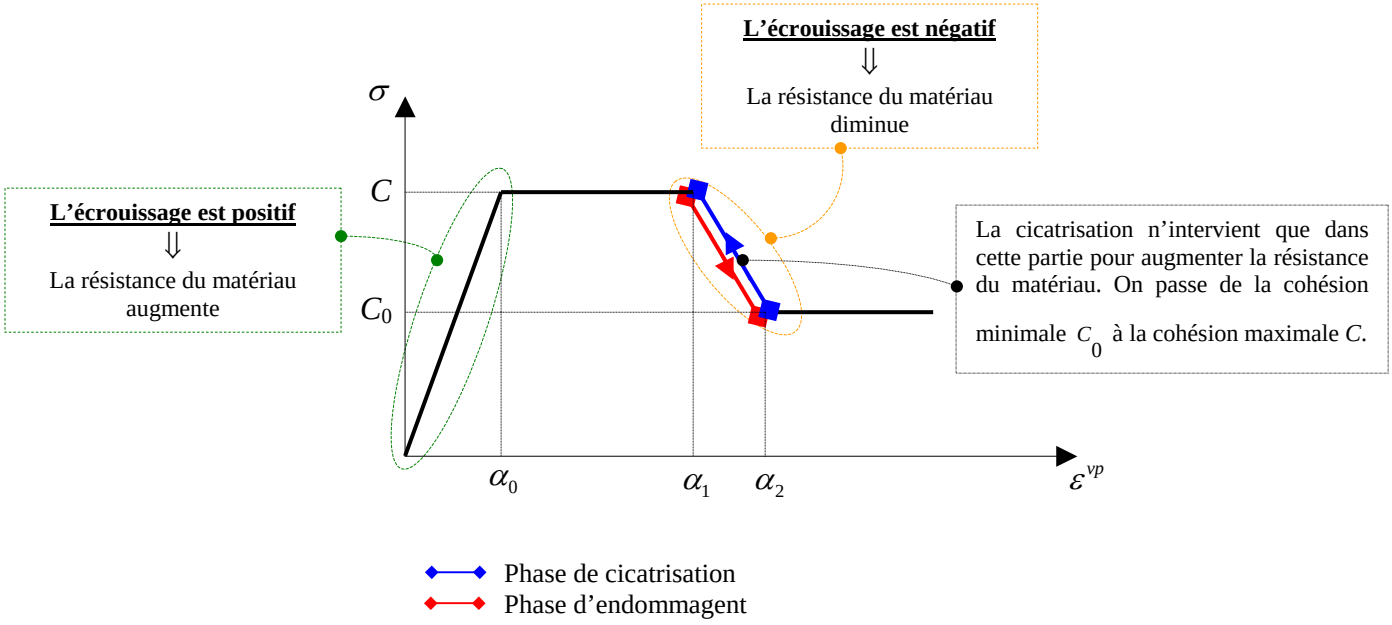


Figure IV.10 – Représentation de la phase d'endommagement et de cicatrisation dans la courbe de variation de la cohésion en fonction du paramètre d'écrouissage.

D'après l'essai de traction simple réalisé dans le chapitre III (partie III.6), on n'a pu remarquer aucune récupération de la cohésion pour l'argile de Mol. Cependant on suppose ici qu'une récupération de la résistance du matériau est nécessaire pour parler d'un phénomène de cicatrisation.

La loi d'écoulement établie précédemment (formule IV.31) donne une réponse aux exigences du déroulement du processus de cicatrisation et des observations au laboratoire et in-situ. En effet, la cicatrisation d'une fissure dépend de la valeur de la contrainte par rapport au plan normal à la fissure, du taux d'endommagement ainsi que de l'effet de la contrainte déviatorique. Cette loi nous permet donc de décrire le phénomène de cicatrisation.

« L'endommagement est exprimé ici par une perte de la cohésion au niveau du matériau»
« La cicatrisation est exprimée ici par une récupération de la cohésion au niveau du matériau»

IV.4.5 Conclusion

On résume par la suite les lois retenues ainsi que les valeurs des paramètres qui seront utilisées pour mener le calcul numérique (Chapitre V).

Pour l'argile de Mol

<table>
<tr><th>Endommagement
«Modèle de Rousset »</th><th>Cicatrisation
«définition d'une Nouvelle Loi Rhéologique»</th></tr>
<tr><td colspan="2">Décomposition du tenseur de déformation total
$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{e} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{c}$</td></tr>
<tr><td>$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{e} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp}$</td><td>$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{e} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{c}$</td></tr>
<tr><td>Loi de comportement viscoplastique
$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} = \frac{1}{\eta}\left\langle f\left(\underline{\underline{\sigma}},\alpha\right)\right\rangle^{n} \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}\left(\underline{\underline{\sigma}},\alpha\right)$</td><td>Loi de comportement de cicatrisation
$\dot{\varepsilon}_i^{c} = -\frac{1}{\eta'}\cdot\left\langle -\left(\underline{\underline{\sigma}}\cdot\underline{n}_i\right)\cdot\underline{n}_i\right\rangle^{a}\cdot\left\langle \varepsilon_i^{irr}\right\rangle^{b}\cdot\left\langle -f\left(\underline{\underline{\sigma}},\alpha\right)\right\rangle^{c}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">Ecrouissage
$\alpha = \int_0^t \sum_{i=1}^{3}\left|\dot{\varepsilon}^{vp}\right|\cdot dt - \sum_{i=1}^{3}\left|\dot{\varepsilon}^{c}\right|\cdot dt$</td></tr>
<tr><td>Potentiel viscoplastique
$g\left(\underline{\underline{\sigma}}\right) = \beta\sigma_1 - \sigma_3$</td><td>-</td></tr>
<tr><td colspan="2">Critère viscoplastique
$f\left(\underline{\underline{\sigma}},\alpha\right) = \sigma_1 - \sigma_3 + \left(K_p - 1\right)\cdot\left(\sigma_1 - H\left(\alpha\right)\right)$
$H\left(\alpha\right) = C\left(\alpha\right).\mathrm{cotg}\,\phi$
$K_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$</td></tr>
<tr><td>Cohésion
$\begin{cases} C(\alpha) = C\frac{\alpha}{\alpha_0} & si \quad 0 \prec \alpha \prec \alpha_0 \\ C(\alpha) = C & si \quad \alpha_0 \prec \alpha \prec \alpha_1 \\ C(\alpha) = C - \left(C - C_0\right)\frac{\alpha - \alpha_1}{\alpha_2 - \alpha_1} & si \quad \alpha_1 \prec \alpha \prec \alpha_2 \\ C(\alpha) = C_0 & si \quad \alpha_2 \prec \alpha \end{cases}$</td><td>Cohésion
$\begin{cases} C(\alpha) = C & si \quad \alpha = \alpha_1 \\ C(\alpha) = C - \left(C - C_0\right)\frac{\alpha - \alpha_1}{\alpha_2 - \alpha_1} & si \quad \alpha_1 \prec \alpha \prec \alpha_2 \\ C(\alpha) = C_0 & si \quad \alpha = \alpha_2 \end{cases}$</td></tr>
</table>

Tableau IV.1 – Equations du modèle rhéologique élasto-visco-plastique avec cicatrisation pour l'argile de Mol (Argile de Boom).

L'ensemble des valeurs de ces paramètres, tirées de Rousset (1988), est donné dans le tableau IV.2.

Paramètre		**valeur**
Contrainte totale initiale σ		4,5 MPa
Pression initiale de pores		2,18 MPa
Module de Young E		1430 MPa
Coefficient de Poisson ν		0,4
Angle de frottement ϕ		4°
Paramètres liés à la cohésion	H_0	8 MPa
	H	0,85 MPa
Paramètres de déformations	ε_0	2,24 %
	ε_1	5,88 %
	ε_2	7,7 %
Viscosité η		100 $(MPa)^4$ .jour
Exposant n		4
Dilatance β		1,075

Tableau IV.2 – Paramètres pour la part viscoplastique de l'argile de Boom (selon Rousset – 1988).

Pour l'argile de Mont Terri

Endommagement «***Modèle de Boidy*** »	**Cicatrisation** «**définition d'une *Nouvelle Loi Rhéologique***»
Décomposition du tenseur de déformation total $\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{e} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{c}$	
$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{e} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp}$	$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{e} + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{c}$
Loi de comportement viscoplastique $\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} = \frac{3}{2}\cdot A\cdot q^{n-1}\cdot(\varepsilon^{vp})^{m}\cdot \underline{\underline{s}}$	*Loi de comportement de cicatrisation* $\dot{\varepsilon}_i^{c} = -\frac{1}{\eta}\cdot\left\langle -\left(\underline{\underline{\sigma}}\cdot\underline{n}_i\right)\cdot\underline{n}_i\right\rangle^{a}\cdot\left\langle \varepsilon_i^{irr}\right\rangle^{b}\cdot\left\langle -f\left(\underline{\underline{\sigma}},\alpha\right)\right\rangle^{c}$
Ecrouissage viscoplastique $\varepsilon^{vp} = \int_0^t \left(\frac{2}{3}\cdot\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp}\cdot\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp}\right)^{1/2}\cdot dt$	*Ecrouissage viscoplastique* $\alpha = -\int_0^t \sum_{i=1}^{3}\left\lvert\dot{\varepsilon}^{c}\right\rvert\cdot dt$
-	*Critère viscoplastique* $f\left(\underline{\underline{\sigma}},\alpha\right) = \sigma_1 - \sigma_3 + \left(K_p - 1\right)\cdot\left(\sigma_1 - H\left(\alpha\right)\right)$ $H(\alpha) = C(\alpha).\mathrm{cotg}\,\phi$ $K_p = tg^{2}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)$

Tableau IV.3 – Equations du modèle rhéologique élasto-visco-plastique avec cicatrisation pour l'argile de Mont Terri (Argile raide).

L'ensemble des valeurs de ces paramètres, issue de Rousset (1988) et de Boidy (2002), est donné dans le tableau IV.4.

Paramètre	**valeur**
Contrainte totale initiale σ	4,5 MPa
Pression initiale de pores	2,25 MPa
Module de Young E	4784 MPa
Coefficient de Poisson ν	0,27
Angel de frottement ϕ	25°
Viscosité A	2.10^{-43} [s^{-1}]
Exposant de contrainte n	13,2
Exposant de déformation m	-11

Tableau IV.4 – Paramètres pour la part viscoplastique de l'argile de Mont Terri (selon Rousset – 1988 et Boidy – 2002).

IV.5 Prise en compte du couplage hydro-mécanique dans les modèles

Pour établir un couplage entre les phénomènes mécaniques et hydrauliques, il est intéressant de décrire les variations de perméabilité induites par le phénomène de cicatrisation sur des matériaux déjà endommagés.
Plusieurs approches hydro-mécaniques ont été entreprises sur différents types de matériaux.
Dans ce qui suit, on présente rapidement le principe de ces méthodes.

IV.5.1 Revue des approches hydro-mécaniques

Fauchet (1991) a proposé une relation liant les variations de la perméabilité aux déformations plastiques tout en tenant compte de la perméabilité initiale du matériau sain. Le tenseur de perméabilité est le suivant : $\underline{\underline{K}}\left(\underline{\underline{\varepsilon}}_{pl}\right) = \underline{\underline{K}}_0 + \underline{\underline{K}}_1\left(\underline{\underline{\varepsilon}}_{pl}\right)$.

où :

$\underline{\underline{K}}_0$: le tenseur de la perméabilité du matériau sain.

$\underline{\underline{K}}_1\left(\underline{\underline{\varepsilon}}_{pl}\right)$: le tenseur de perméabilité du matériau due à la fissuration.

Ce modèle peut tenir compte d'une éventuelle anisotropie que ce soit au niveau du matériau sain ou endommagé. L'approche se fonde sur une hypothèse forte concernant la géométrie de l'espace poreux créé par fissuration (les familles de fissures sont planes, parallèles et parfaitement connectées).

Bourdarot (1996) s'intéresse au béton endommagé. Il prend en considération le fait qu'un béton fissuré a une plus grande perméabilité qu'un béton sain en exprimant une évolution de type puissance de la perméabilité. Cette évolution est décrite en faisant la liaison entre le tenseur de perméabilité et l'endommagement. La forme retenue pour la variation du tenseur de perméabilité $\underline{\underline{k}} = \left\{k_{ij}\right\}$ est la suivante :

$$k_{ij} = f(D)\cdot\delta_{ij} \qquad \text{avec} \qquad f(D) = k_{ii0}\cdot\left(\frac{k_{iiu}}{k_{ii0}}\right)^D$$

D : endommagement variant entre 0 et 1.
K_{ii0} : perméabilité du matériau sain
K_{iiu} : perméabilité correspondant au matériau complètement désagrégé.
δ_{ij} : fonction de Heaviside $\begin{cases}\delta_{ij}=0 & si \quad i\neq j\\ \delta_{ij}=1 & si \quad i=j\end{cases}$

D'après cette équation on peut remarquer que l'évolution du tenseur de perméabilité soumis à la variable d'endommagement est isotrope. Le coefficient de Biot ici est considéré comme étant constant et ne dépend pas de la valeur d'endommagement D.

Bary (1996), *e*n se fondant sur l'hypothèse de la mécanique des milieux poreux saturés associée à la mécanique de l'endommagement, à l'instar des travaux de Bourdarot et en supposant que la perméabilité ne dépend que de la densité d'orientation de

microfissures, propose une forme du tenseur de perméabilité dans le repère principal d'endommagement présenté comme suit :

$$K = \begin{bmatrix} K\left(f_{+2}, f_{+3}, R_2, R_3\right) & 0 & 0 \\ 0 & K\left(f_{+1}, f_{+3}, R_1, R_3\right) & 0 \\ 0 & 0 & K\left(f_{+2}, f_{+1}, R_2, R_1\right) \end{bmatrix}$$

avec :

$f_{+i\ (i = 1, 2, 3)}$: tenseur d'ordre deux pour les contraintes en traction dans la direction i sur les fissures. Cette fonction d'endommagement de traction agira sur des déformations positives. Elle traduit le fait qu'un réseau de microfissures est dû à une sollicitation de traction (dans ce cas f_{+i} est normale au plan de microfissures).

$R_{i\ (i = 1, 2, 3)}$: variable d'état traduisant un état d'ouverture ou de fermeture de fissures dans un plan perpendiculaire à la direction i.

$R_i = 1 \quad \Rightarrow$ fissures totalement fermées dans un plan perpendiculaire à cette direction.

$R_i = 0 \quad \Rightarrow$ fissures complètement ouvertes.

K : fonction scalaire des fonctions d'endommagement positives f_{+i} et des variables de fermeture de fissures R_i .

Ces fonctions f_{+i} et R_i dépendent de la variable d'endommagement de traction tensorielle D qui représente un accroissement de défauts surfaciques tels que les microfissures (D est d'ordre deux), de la déformation élastique et des contraintes appliquées sur les fissures.
Il est à noter que dans cette approche, seul l'endommagement volumique assimilable à une augmentation de porosité connectée contribue à l'écoulement du fluide.
En s'inspirant du travail de Boudarot (1991), Barry (1996) présente une écriture exponentielle de la fonction K :

$$K\left(f_{+1}, f_{+2}, R_1, R_2\right) = K_0 \exp\left(h\left(f_{+1}, R_1\right) + h\left(f_{+2}, R_2\right)\right)$$

K_0 : perméabilité initiale

h : fonction de l'endommagement positif f_{+i} à déterminer.

Souley (2001) s'est fondé sur des essais de compression triaxiale avec mesure de perméabilité sur deux granites différents pour conclure que le changement de perméabilité se produit uniquement quand le niveau de contrainte permet de créer des chemins d'écoulement d'eau connectés. Il a constaté l'existence d'une variation linéaire entre *log(k)* et $\frac{a^3}{a_0^3}$ (k étant la perméabilité isotrope) quand on se place entre la contrainte associée au seuil de percolation et la contrainte maximale donnant la rupture.
Les fissures dans cette approche sont considérées comme des « micro-cracks ».
L'équation du modèle est la suivante :

$$\log\left(\frac{k}{k_0}\right) = C\left(\frac{a^3}{a_0^3} - a_{sp}^3\right) \qquad \text{pour} \qquad a \succ a_0 \cdot a_{sp}$$

$$k = k_0 \qquad \text{pour} \qquad a \leq a_0 \cdot a_{sp}$$

avec :

a : rayon moyen de micro-craks
a_0 : rayon moyen initial des micros-craks
a_{sp} : seuil de percolation
C : constante du matériau

Laigle (2002) a proposé un modèle permettant de relier la variation de la perméabilité à la variation volumique plastique de la roche (Kolmayer - 2004). Il suppose dans ce cas que le milieu est complètement saturé et que l'écoulement du fluide est une fonction linéaire du gradient de pression de ce fluide (loi de Darcy).
La formule s'écrit sous cette forme :

$$\frac{k_w}{k_w^0} = 1 + \xi \cdot \left(\varepsilon_v^p\right)^3$$

avec ξ : paramètre identifié au laboratoire ($\xi = 2.10^{12}$)
k_w : perméabilité hydraulique
k_w^0 :perméabilité hydraulique initiale
ε_v^p : déformation volumique plastique

Maleki (2004) a réalisé une modélisation numérique du couplage entre endommagement et perméabilité pour des argiles raides. L'auteur a défini deux types d'endommagement : l'endommagement de fissuration D_f et l'endommagement mécanique D_m.
L'endommagement D_f caractérise la fissuration du matériau du point de vue des écoulements et il est déduit de la description géométrique des fissures. La perméabilité dépend directement de D_f. En effet Maleki (2004) considère pour son approche des familles de fissures finies non parallèles dont les tailles et les orientations sont calculées à partir de lois statistiques représentatives. La perméabilité résultant de ces distributions est donc déterminée selon une méthode d'homogénéisation.
La relation entre perméabilité et endommagement proposée par l'auteur est différente suivant qu'on se place avant ou après le seuil de percolation.

La forme générale de la loi après ce seuil est la suivante : $tr\underline{\underline{k}} = \alpha \cdot \left(tr\underline{\underline{D}}_f\right)^\beta$

Avec :

α : trace du tenseur de perméabilité à l'état totalement endommagé.
$\beta \approx 3$ après un calcul numérique

$$\underline{\underline{D}}_f = \left(\frac{S_f \cdot e}{V}\right) \underline{m} \otimes \underline{m}$$

avec S_f : section d'une fissure sous forme d'un disque
V: volume du VER considéré pour le calcul

e : ouverture de la fissure

$\underline{\underline{D}}_f$: déformation dans la direction $\underline{m}$ due à l'ouverture « e » de la fissure

Le 2ème type d'endommagement D_m rend compte de l'état du chargement mécanique du matériau. D_m est donc issue d'un modèle mécanique. L'auteur a choisi le modèle de Chiarelli (le modèle mécanique est une loi de Drucker-Prager couplée à l'endommagement) pour trouver une relation de passage entre D_f et D_m.

IV.5.2 Débit d'un fluide dans une fissure d'épaisseur « e »

Pour calculer le débit à travers une fissure quelconque les hypothèses suivantes ont été retenues :

- le fluide utilisé est un fluide Newtonien*, visqueux et incompressible.
- la fissure est supposée horizontale, donc les forces de gravité n'ont aucune influence sur l'écoulement.
- La fissure est saturée par le liquide visqueux

Le calcul de perméabilité dans cette partie est inspiré de l'approche de Fauchet (1991) puisqu'elle correspond le mieux à notre étude.

Par la suite, on essaye de développer cette approche et de calculer la valeur de perméabilité liée aux déformations plastiques. Pour cela, on considère un échantillon de forme parallélépipédique, parfaitement imperméable et traversé de part et d'autre par une fissure horizontale plane d'ouverture « e ». On impose un écoulement du liquide à travers cette fissure en appliquant une différence de pression entre deux faces opposées de ce parallélépipède. Sur les deux autres faces le flux est maintenu nul.
Pour créer ce flux une différence de pression p_2 et p_4 a été appliquée.

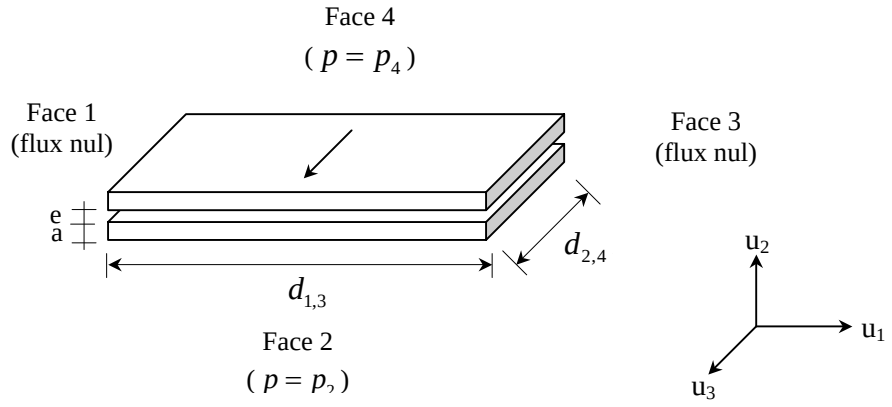


Figure IV.11 – mesure de perméabilité des fissures planes.

* Un fluide Newtonien est un fluide isotrope. Sa pression dépend uniquement des variables d'états ρ (masse volumique du fluide) et T (température). Son tenseur de viscosité est une forme linéaire du gradient de vitesse. Les coefficients ne dépendent que des variables d'état.

Dans ce cas le débit volumique de fluide traversant l'échantillon le long de la direction 2 et 4 est :

$$Q_{4\to 2} = \frac{1}{12} \cdot d_{1,3} \cdot \xi \frac{e^3}{\eta} \cdot \frac{p_4 - p_2}{d_{2,4}} \tag{IV.34}$$

$d_{1,3}$: distance séparant la face 1 de la face 3

$d_{2,4}$: distance séparant la face 2 de la face 4

η : viscosité dynamique du fluide

ξ : coefficient adimensionnel qui quantifie la rugosité de la fissure.

ξ = 1 pour une fissure parfaitement lisse. Cette valeur diminue avec la rugosité.

La perméabilité d'un échantillon s'écrit, en l'absence de forces de masse, sous cette forme :

$$\frac{\underline{w}}{\rho_{fl}} = -\frac{\underline{\underline{K}}}{\eta} \cdot \underline{grad}\, p \tag{IV.35}$$

avec :

$\underline{\underline{K}}$: perméabilité intrinsèque [m²]

$\underline{w}$: vecteur flux de masse fluide

$$\underline{w} = \rho_{fl} \frac{Q_{4\to 2}}{d_{1,3} \cdot h} \underline{e}_2 \tag{IV.36}$$

$$\underline{grad}\, p = -\frac{p_4 - p_2}{d_{2,4}} \tag{IV.37}$$

On peut donc calculer la valeur de la perméabilité engendrée par une famille de n fissures pour un échantillon de hauteur $h = a.n$:

$$K = \frac{1}{12} \cdot d_{1,3} \cdot \xi \frac{e^3}{a} \tag{IV.38}$$

IV.5.3 Approche de Fauchet

Fauchet a étudié la fissuration du béton, considéré comme un matériau poroplastique parfait.

D'après Fauchet l'application d'une extension uni-axiale dans la direction u_3 par exemple crée des fissures apparaissant dans le plan (u_1,u_2) uniquement. Les déformations volumiques plastiques créées dans le matériau $tr\varepsilon^{pl}$ sont dues d'une part aux déformations volumiques irréversibles de la matrice et d'autre part à l'évolution de la porosité plastique. Le matériau est supposé anélastiquement incompressible, on peut considérer alors l'hypothèse suivante : la porosité plastique est directement liée à la déformation volumique plastique du matériau alors on a :

$$\phi^{pl} = \beta \cdot tr\varepsilon^{pl} \tag{IV.39}$$

avec β : paramètre caractéristique du matériau $\phi_0 \prec \beta \prec 1$
Le cas $\beta = 1$ correspond à une matrice plastiquement incompressible.

La variation du volume de fissure connecté, c'est à dire ϕ^{pl}, engendre des variations de perméabilité du matériau qui selon Fauchet évolue de façon isotrope dans le plan (u_1,u_2). On a donc :

$$k_1\left(\varepsilon^{pl}\right) = \begin{bmatrix} k\left(\beta \cdot \varepsilon_3^{pl}\right) & 0 & 0 \\ 0 & k\left(\beta \cdot \varepsilon_3^{pl}\right) & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \qquad \text{(IV.40)}$$

$$\varepsilon_1^{pl} = \varepsilon_2^{pl} = 0 \qquad et \qquad \varepsilon_3^{pl} \succ 0$$

D'après Fauchet la perméabilité ne peut évoluer que dans le cas où on a une déformation plastique positive ($\varepsilon_3^{pl} \succ 0$).
La porosité de l'espace poreux, tel qu'il est représenté, est égale à e/a. La perméabilité de l'échantillon s'écrit alors : $k_1\left(\varepsilon^{pl}\right) = \frac{1}{12} \cdot \xi \cdot \frac{a^2}{\eta} \cdot \beta^3 \begin{bmatrix} \left\langle \varepsilon_3^{pl} \right\rangle^3 & 0 & 0 \\ 0 & \left\langle \varepsilon_3^{pl} \right\rangle^3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$ (IV.41)

Pour une déformation plastique quelconque, on obtient la variation de perméabilité $k_1\left(\varepsilon^{pl}\right)$ en additionnant les contributions de chacune des directions principales de ε^{pl}.

$$k_1\left(\varepsilon^{pl}\right) = \frac{1}{12} \cdot \xi \cdot \frac{a^2}{\eta} \cdot \beta^3 \begin{bmatrix} \left\langle \varepsilon_3^{pl} \right\rangle^3 + \left\langle \varepsilon_2^{pl} \right\rangle^3 & 0 & 0 \\ 0 & \left\langle \varepsilon_1^{pl} \right\rangle^3 + \left\langle \varepsilon_3^{pl} \right\rangle^3 & 0 \\ 0 & 0 & \left\langle \varepsilon_1^{pl} \right\rangle^3 + \left\langle \varepsilon_2^{pl} \right\rangle^3 \end{bmatrix} \qquad \text{(IV.42)}$$

D'où la perméabilité finale est égale à : $\underline{\underline{K}}\left(\underline{\underline{\varepsilon}}_{pl}\right) = \underline{\underline{K}}_0 + \underline{\underline{K}}_1\left(\underline{\underline{\varepsilon}}_{pl}\right)$ (IV.43)

Avec $\underline{\underline{K}}_0$: tenseur de perméabilité du matériau sain.
$\underline{\underline{K}}_1\left(\underline{\underline{\varepsilon}}_{pl}\right)$: tenseur de perméabilité du matériau due à la fissuration.

IV.5.4 Approche avec cicatrisation

D'après les observations in-situ du phénomène de cicatrisation faites sur l'argile de Mol et du Mont Terri (voir chapitre II), il nous est utile pour modéliser la progression de l'ouverture ou de la fermeture élastique des fissures suite à l'application d'une contrainte de chargement ou de déchargement.

Donc, durant *la phase d'endommagement*, en plus des déformations plastiques prises en compte par Fauchet (1991) pour déterminer la valeur de la perméabilité $\underline{\underline{K}}\left(\underline{\underline{\varepsilon}}^{irr}\right)=\underline{\underline{K}}_0+\underline{\underline{K}}_1\left(\underline{\underline{\varepsilon}}^{irr}\right)$, on ne doit pas oublier l'effet de la déformation élastique $\underline{\underline{\varepsilon}}_e$ donnée par les variations de contraintes.

La formule de la perméabilité s'écrit alors sous cette forme :

$$\underline{\underline{K}}\left(\underline{\underline{\varepsilon}}^{irr}\right)=\underline{\underline{K}}_0+\underline{\underline{K}}_1\left(\underline{\underline{\varepsilon}}^{e}+\underline{\underline{\varepsilon}}^{pl}\right) \qquad \text{(IV.44)}$$

Avec :

$\underline{\underline{K}}_0$: tenseur de perméabilité du matériau sain

$\underline{\underline{K}}_1\left(\underline{\underline{\varepsilon}}^{e}+\underline{\underline{\varepsilon}}^{pl}\right)$: tenseur de perméabilité du matériau due aux déformations élastiques et aux déformations plastiques.

La valeur de perméabilité sous sa forme tensorielle s'écrit comme suit (IV.45):

$$k_1\left(\varepsilon^{irr}\right)=\frac{1}{12}\cdot\xi\cdot\frac{a^2}{\eta}\cdot\beta^3\begin{bmatrix}\left(\left\langle\varepsilon_3^e\right\rangle+\left\langle\varepsilon_3^{pl}\right\rangle\right)^3+\left(\left\langle\varepsilon_2^e\right\rangle+\left\langle\varepsilon_2^{pl}\right\rangle\right)^3 & 0 & 0\\ 0 & \left(\left\langle\varepsilon_1^e\right\rangle+\left\langle\varepsilon_1^{pl}\right\rangle\right)^3+\left(\left\langle\varepsilon_3^e\right\rangle+\left\langle\varepsilon_3^{pl}\right\rangle\right)^3 & 0\\ 0 & 0 & \left(\left\langle\varepsilon_1^e\right\rangle+\left\langle\varepsilon_1^{pl}\right\rangle\right)^3+\left(\left\langle\varepsilon_2^e\right\rangle+\left\langle\varepsilon_2^{pl}\right\rangle\right)^3\end{bmatrix}$$

Durant la phase de cicatrisation on aura en plus des déformations élastiques et des déformations plastiques, des déformations de cicatrisation qui s'additionnent en sens inverse. D'où la formule générale de la perméabilité s'écrit pour le cas où on peut avoir une cicatrisation sous cette forme : $\underline{\underline{K}}\left(\underline{\underline{\varepsilon}}^{irr}\right)=\underline{\underline{K}}_0+\underline{\underline{K}}_1\left(\underline{\underline{\varepsilon}}^{e}+\underline{\underline{\varepsilon}}^{pl}+\underline{\underline{\varepsilon}}^{c}\right)$ (IV.46)

Avec $\underline{\underline{K}}_0$: tenseur de perméabilité du matériau sain

$\underline{\underline{K}}_1\left(\underline{\underline{\varepsilon}}^{e}+\underline{\underline{\varepsilon}}^{pl}+\underline{\underline{\varepsilon}}^{c}\right)$: tenseur de perméabilité du matériau due aux déformations élastiques, aux déformations plastiques et aux déformations de cicatrisation.

La valeur de perméabilité sous sa forme tensorielle s'écrit comme suit (IV.47):

$$k_1\left(\varepsilon^{irr}\right) = \frac{1}{12}\cdot\xi\cdot\frac{a^2}{\eta}\cdot\beta^3\begin{bmatrix} \left(\left\langle\varepsilon_3^e\right\rangle+\left\langle\varepsilon_3^{pl}\right\rangle-\left\langle\varepsilon_3^c\right\rangle\right)^3+\left(\left\langle\varepsilon_2^e\right\rangle+\left\langle\varepsilon_2^{pl}\right\rangle-\left\langle\varepsilon_2^c\right\rangle\right)^3 & 0 & 0 \\ 0 & \left(\left\langle\varepsilon_1^e\right\rangle+\left\langle\varepsilon_1^{pl}\right\rangle-\left\langle\varepsilon_1^c\right\rangle\right)^3+\left(\left\langle\varepsilon_3^e\right\rangle+\left\langle\varepsilon_3^{pl}\right\rangle-\left\langle\varepsilon_3^c\right\rangle\right)^3 & 0 \\ 0 & 0 & \left(\left\langle\varepsilon_1^e\right\rangle+\left\langle\varepsilon_1^{pl}\right\rangle-\left\langle\varepsilon_1^c\right\rangle\right)^3+\left(\left\langle\varepsilon_2^e\right\rangle+\left\langle\varepsilon_2^{pl}\right\rangle-\left\langle\varepsilon_2^c\right\rangle\right)^3 \end{bmatrix}$$

IV.5.5 Conclusion

Pour formuler ce modèle de couplage, de fortes hypothèses sur la géométrie de l'espace poreux connecté créé par la fissuration ont été utilisées.
On suppose pour cette approche qu'il y a une famille de fissures planes parallèles parfaitement connectées et on considère que les fissures non connectées ne jouent pas un rôle dans la variation de perméabilité.
Il est à noter que ce modèle ne reflète pas précisément la description exacte de la structure microscopique et macroscopique. Il ne dépend en revanche que de deux paramètres simples qui sont la distance caractéristique a et le coefficient de rugosité ξ.

Chapitre V

Applications Numériques
Argile de Mol

V.1 Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéresse à la contribution de chacun des deux phénomènes d'endommagement et de cicatrisation à la tenue mécanique et hydraulique à long terme, des ouvrages souterrains destinés à recevoir des déchets radioactifs de haute activité, et cela dans le cas des roches argileuses de Mol. On utilisera ici les deux modèles d'endommagement et de cicatrisation développés dans le chapitre IV (voir partie IV.4.5 - Pour le cas de l'argile de Mol).
Le calcul sera réalisé en utilisant le code ANTHYC développé au sein du laboratoire G3S. Ce code de calcul est écrit en utilisant les volumes finis et les éléments finis tout en restant dans le cadre de l'hypothèse des petites perturbations. Il permet de traiter un grand nombre de phénomènes THMC couplés en milieu poreux et/ou fracturé. Ce code a été conçu d'une façon suffisamment générale pour pouvoir introduire facilement les nouveaux aspects et modèles faisant appel au couplage, à la non linéarité, à l'implantation de nouvelles lois de comportement etc …
Le choix de travailler avec ce code de calcul vient suite à notre intérêt de réaliser des calculs mécaniques, hydrauliques et de faire le couplage entre ces deux phénomènes.

Deux voies seront développées dans ce chapitre à savoir l'incidence du modèle rhéologique proposé sur l'évolution mécanique et hydraulique des ouvrages souterrains à court et à long terme.

Considérons le cas d'un tunnel, avec un dispositif de soutènement quelconque. D'après le mécanisme mis en jeu pour décrire l'endommagement, de type viscoplastique, un calcul purement mécanique de creusement de galerie, sans évolution des chargements imposés, conduit a priori à une évolution du matériau telle que la zone viscoplastique s'étend progressivement (jusqu'à une certaine limite ou non), mais pour laquelle une zone viscoplastique ne redevient pas élastique : il n'y a pas de facteur qui pourrait induire un tel fait. Cette affirmation reste à vérifier. Dans ce cas, il faut rechercher les facteurs qui conduiront à la cicatrisation. Une mise en pression du soutènement pourrait expliquer un passage des contraintes vers le domaine élastique. Mais, il est plus plausible d'envisager l'effet de l'eau, c'est à dire un calcul hydromécanique. En effet, lors de la diminution de la pression dans le massif, la contrainte moyenne effective augmente. Logiquement cette augmentation va dans le sens d'une cicatrisation. Ce résultat reste à évaluer.

Il est à noter qu'à court terme le comportement mécanique est dominé par des mécanismes d'endommagement relativement rapides (creusement du tunnel). Le phénomène de cicatrisation, s'il existe, n'apparaît que d'une façon progressive dans le temps suite au re-confinement du tunnel.
Cependant le phénomène de cicatrisation est conditionné par un certain nombre de paramètres qui sont mal connus jusqu'à présent et dont on essayera de déterminer les valeurs pour pouvoir mener les calculs.

Au début de ce chapitre, on s'intéresse à l'étude du comportement purement mécanique de l'argile de Mol. On réalise en premier lieu des calculs numériques sur une éprouvette où on simule la phase d'endommagement pour un essai oedomètrique puis la phase de cicatrisation en considérant un déplacement imposé qui permet de passer de l'état endommagé à l'état où l'endommagement a reculé.

- Pour la phase d'endommagement : une étude semi-analytique et numérique pour le cas particulier de l'éprouvette va nous permettre de comparer les résultats des valeurs trouvées avec ceux du calcul numérique et donc de valider le modèle d'endommagement.
- Pour la phase de cicatrisation : on rappelle que le modèle rhéologique de cicatrisation, déjà établi au chapitre IV, comprend quatre paramètres non définis. Une simulation de cette phase va nous permettre de faire une étude paramétrique afin de fixer les valeurs des paramètres du modèle rhéologique. Cette étude se fonde sur l'idée de se rapprocher au mieux des observations expérimentales faites au laboratoire et in-situ.

Une fois le modèle d'endommagement validé et les paramètres du modèle de cicatrisation calés, on étend le problème pour réaliser un calcul d'un tunnel. Les calculs pour ce dernier seront réalisés en axisymétrie sur un tube supposé de longueur infinie. Deux parties seront développées à savoir :

- *un calcul purement mécanique* : on compare ici les résultats trouvés lors du creusement du tunnel avec ceux établis par Rousset (1988) et ceux observés et déterminés in-situ. D'autres calculs à long terme sont réalisés pour estimer la présence d'un processus de cicatrisation autour du tunnel dans le cas purement mécanique.
- *un calcul hydromécanique* : on étudie ici la contribution de la partie hydraulique sur le processus de cicatrisation autour du tunnel et l'évolution de la zone endommagée.

V.2 résolution du problème élastoviscoplastique par la méthode des éléments finis

On présente dans cette partie le principe de résolution numérique des problèmes d'évolution par la méthode des éléments finis concernant les deux modèles rhéologiques préalablement définis à savoir modèles d'endommagement et de cicatrisation.
Précisons tout d'abord les notations vectorielles suivantes dans le cas tridimensionnel :

$$\underline{\underline{\sigma}} \equiv \underline{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{31} \end{pmatrix} \quad \text{et} \quad \underline{\underline{\varepsilon}} \equiv \underline{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} \end{pmatrix}$$

avec $\underline{\underline{\sigma}}$: tenseur de contrainte

$\underline{\underline{\varepsilon}}$: tenseur de déformation

La déformation est liée à la contrainte à travers cette équation : $\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{\varepsilon}}$

$\underline{\underline{C}}$: matrice d'élasticité de Hooke

On s'intéresse pour notre étude au comportement élastoviscoplastique en transformation infinitésimale. On suppose par ailleurs que les transformations sont isothermes.
On rappelle que le type de comportement du matériau argileux est élastoviscoplastique cicatrisant avec écrouissage. Le tenseur des déformations totales $\underline{\underline{\varepsilon}}$ se décompose de la façon suivante : $\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^{e} + \underline{\underline{\varepsilon}}^{vp} + \underline{\underline{\varepsilon}}^{c} = \underline{\underline{\varepsilon}}^{e} + \underline{\underline{\varepsilon}}^{irr}$

$\underline{\underline{\varepsilon}}^{e}$, $\underline{\underline{\varepsilon}}^{vp}$ et $\underline{\underline{\varepsilon}}^{c}$ désignent respectivement les tenseurs élastique, viscoplastique et de cicatrisation.

La résolution de ce problème élastoviscoplastique par la méthode des éléments finis est faite incrémentalement dans le temps. A chaque instant t_n la condition d'équilibre suivante doit être vérifiée :

$$\text{div}\ \underline{\underline{\sigma}} + \rho \underline{F} = 0 \tag{V.1}$$

La loi de Hooke décrit la relation entre contraintes et déformations dans le domaine élastique. On a ainsi la loi de comportement qui s'écrit en notation vectorielle :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{C}} \cdot (\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}^{irr}) \tag{V.2}$$

D'après le théorème des travaux virtuels on a :

$$\int_{\Omega} \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) : \hat{\underline{\underline{\varepsilon}}}(\underline{x})\ \mathrm{d}\Omega = \int_{\Omega} \rho(\underline{x})\ \underline{F}(\underline{x}) \cdot \hat{\underline{\xi}}(\underline{x})\ \mathrm{d}\Omega + \int_{\partial\Omega} \hat{\underline{\xi}}(\underline{x}) \cdot \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \cdot \underline{n}(\underline{x})\ \mathrm{da} \tag{V.3}$$

avec : $\hat{\underline{\underline{\varepsilon}}}(\underline{x}) = \left(\underline{\underline{grad}}\ \hat{\underline{\xi}}(\underline{x}) + {}^{t}\underline{\underline{grad}}\ \hat{\underline{\xi}}(\underline{x}) \right) \Big/ 2$ (V.4)

$\hat{\underline{\xi}}$: le champ de déplacement virtuel

$\hat{\underline{\underline{\varepsilon}}}$: la déformation linéarisée associée à $\hat{\underline{\xi}}$

ρ : la masse volumique connue dans la configuration de référence

$\underline{F}$: la force extérieure volumique

$\underline{n}$: le vecteur normal au volume Ω du système

La linéarisation de l'équation (V.3) donne l'équation (V.5) suivante :

$$\int_\Omega \hat{\underline{\underline{\varepsilon}}}(\underline{x}) : \underline{\underline{\underline{\underline{C}}}} : \hat{\underline{\underline{\varepsilon}}}(\underline{x})\, d\Omega = \int_\Omega \rho(\underline{x})\, \underline{F}(\underline{x}) \cdot \hat{\underline{\xi}}(\underline{x})\, d\Omega + \int_{\partial\Omega} \hat{\underline{\xi}}(\underline{x}) \cdot \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \cdot \underline{n}(\underline{x})\, da + \int_\Omega \hat{\underline{\underline{\varepsilon}}}(\underline{x}) : \underline{\underline{\underline{\underline{C}}}} : \hat{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{irr}(\underline{x})\, d\Omega$$

Puis on discrétise par la méthode des éléments finis, ce qui donne :

$$\underline{\underline{K}} \cdot \underline{U} = \rho \underline{F} + \underline{F}^{irr} \tag{V.6}$$

Pour chaque pas de temps, $\Delta_n t = t_{n+1} - t_n$, l'équation d'équilibre doit être respectée de façon incrémentale. Ainsi, à chaque $\Delta_n t$ correspond un incrément de déformation viscoplastique et donc un incrément de vecteur force qui s'ajoute au vecteur force existant dans le système à résoudre pour donner les nouveaux incréments de déplacement, contrainte,…

L'incrément de déformation totale dans un élément « i » de la discrétisation spatiale s'exprime en fonction de l'incrément de déplacement aux nœuds de l'élément considéré et l'incrément de ε^{vp} ou de ε^{c} se calcule par un schéma d'intégration numérique qui s'écrit par exemple sous la forme :

$$\Delta_n \underline{\varepsilon}^{vp} = \Delta_n t \left((1-\theta) \dot{\underline{\varepsilon}}^{vp}_n + \theta \dot{\underline{\varepsilon}}^{vp}_{n+1} \right)$$

ou (V.7)

$$\Delta_n \underline{\varepsilon}^{c} = \Delta_n t \left((1-\theta) \dot{\underline{\varepsilon}}^{c}_n + \theta \dot{\underline{\varepsilon}}^{c}_{n+1} \right)$$

Selon la valeur de θ, le schéma d'intégration est explicite ou implicite. Pour notre étude on considère le cas θ=0, ce qui veut dire qu'on travaille dans le cas explicite. Dans ce cas la relation se simplifie et devient :

$$\Delta_n \underline{\varepsilon}^{vp} = \Delta_n t \cdot \dot{\underline{\varepsilon}}^{vp}_n \quad \text{ou} \quad \Delta_n \underline{\varepsilon}^{c} = \Delta_n t \cdot \dot{\underline{\varepsilon}}^{c}_n \tag{V.8}$$

V.3 règle d'écoulement viscoplastique

Pour décrire entièrement le type de comportement, on a besoin de connaître le domaine élastique du modèle et l'évolution temporelle des déformations viscoplastiques et cicatrisantes.

Rappelons que le critère viscoplastique $f(\sigma,\alpha)$ évolue au fur et à mesure de l'évolution de l'écrouissage α.

On définit trois domaines :

- $f(\sigma,\alpha)<0$ et $\varepsilon_{vp}=0$ $\Rightarrow$ la vitesse de déformation totale est purement élastique
- $f(\sigma,\alpha)\geq 0$ $\Rightarrow$ la vitesse de déformation totale est égale à une partie élastique + une partie irréversible viscoplastique.
- $f(\sigma,\alpha)<0$ et $\varepsilon_{vp}\neq 0$ $\Rightarrow$ la vitesse de déformation totale est égale à une partie élastique + une partie de cicatrisation.

V.4 Calcul numérique purement mécanique sur un cas triaxial

V.4.1 Validation du modèle d'endommagement

Pour valider le modèle d'endommagement, on a choisi de faire un calcul sur un échantillon d'argile de Mol cela en simulant un essai œdomètrique. On travaille jusqu'à présent dans le cas purement mécanique.
Le chargement imposé est un déplacement vertical instantané à l'œdomètre. Puis on maintient ce déplacement vertical. Si on dépasse le seuil viscoplastique, il va y avoir écoulement viscoplastique, et évolution différée des contraintes depuis l'état élastique initial, en même temps que le matériau s'écrouit. Les composantes du tenseur de contrainte dans les directions transverses à l'axe de déformation axiale (σ_2 et σ_3) sont égales entre elles. On a toujours σ_2 et σ_3 inférieures en valeur absolue à la contrainte de l'axe de déformation soit σ_1 .

On rappelle les hypothèses suivantes :

- les déplacements sont petits par rapport à la hauteur de l'éprouvette.
- l'échantillon subit une petite perturbation.
- on travaille dans un milieu homogène et isotrope

Les résultats présentés pour ces calculs seront donnés sous la forme de courbes d'évolutions en fonction du temps. Trois types de calculs seront faits, à savoir, un calcul numérique, un calcul analytique et un calcul semi-analytique.

V.4.1.1 Simulation numérique

En raison de la symétrie du problème, nous choisissons de travailler en axisymétrie.

Condition initiale : la contrainte est nulle.
Conditions aux limites : les déplacements horizontaux sont bloqués latéralement et les déplacements verticaux sont empêchés sur la face du bas.
Sur le bord haut, un déplacement vertical induisant une déformation totale axiale de 1 %.

L'éprouvette est considérée comme étant homogène. Cela permet d'assimiler l'éprouvette à un point matériel. Ainsi, on ne tient compte que du chargement appliqué. Ce dernier étant symétrique, on peut alors faire le calcul en axisymétrie.

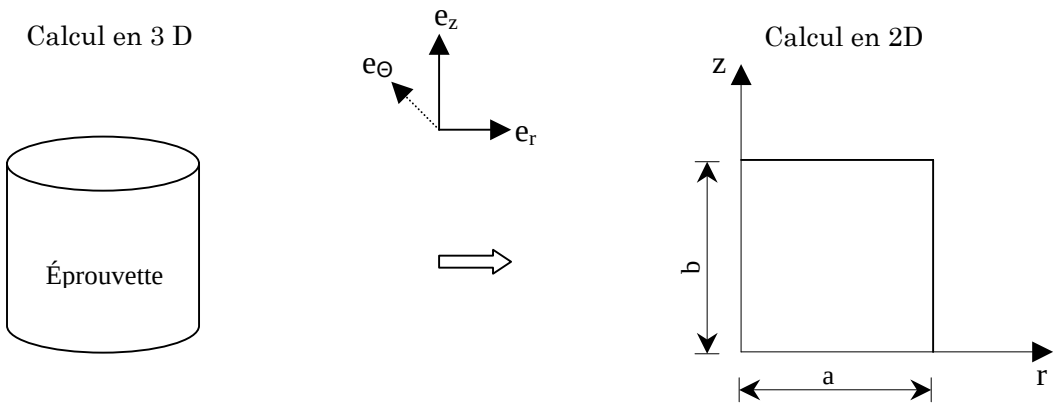


Figure V.1 : Présentation de passage d'un cas 3D à un cas 2D

Ce calcul numérique est comparé avec un calcul analytique et un autre calcul semi- analytique, qui sont développés par la suite. Les courbes de comparaison sont données sur les figures V.2, V.3, V.4 et V.5.

V.4.1.2 Calcul semi-analytique

Pour ce calcul on se place dans le cas de la convention de la mécanique des sols ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > 0$). On suppose que les déformations totales au début du calcul sont connues et on cherche l'évolution de la déformation et des contraintes en fonction du temps. Pour un essai œdomètrique la réponse élastique s'écrit comme suit :

$$\begin{cases} E \cdot \dfrac{\Delta l}{l} = \sigma_1 - 2 \cdot \nu \cdot \sigma_3 \\ 0 = (1-\nu) \cdot \sigma_3 - \nu \cdot \sigma_1 \end{cases} \tag{V.9}$$

Ces équations vont permettre de donner les valeurs initiales de σ_1 et σ_3.
Par la suite la déformation viscoplastique apparaît.

On a : $\dot{\varepsilon}_t = \dot{\varepsilon}_e + \dot{\varepsilon}_{vp}$

Comme on a σ_2 et σ_3 égales, il y a d'après Chen et Borst (1987) et Wang et al. (1999) deux mécanismes actifs en même temps. Il faut d'après ces auteurs considérer une combinaison linéaire de deux potentiels actifs.
En raison de symétrie de problème, les potentiels d'écoulements dans la direction 2 et 3 sont égaux. Ainsi, on peut considérer ces deux équations pour le potentiel d'écoulement g_2 et g_3 :

$$g_3 = -\frac{\beta}{2} \cdot \sigma_3 + \sigma_1 \tag{V.10}$$

$$g_2 = -\frac{\beta}{2} \cdot \sigma_2 + \sigma_1 \tag{V.11}$$

On peut écrire alors le système suivant :

$$\begin{cases} 0 = \dfrac{1}{E}\left(\dot{\sigma}_1 - 2\cdot\nu\cdot\dot{\sigma}_3 \right) + \dfrac{1}{\eta}\cdot\left\langle f(\sigma,\alpha)\right\rangle^N \\ 0 = \dfrac{1}{E}\left((1-\nu)\dot{\sigma}_3 - \nu\cdot\dot{\sigma}_1 \right) - \dfrac{\beta}{2\cdot\eta}\cdot\left\langle f(\sigma,\alpha)\right\rangle^N \end{cases} \tag{V.12}$$

On rappelle ici que le critère f est donné sous la forme suivante :

$$f\left(\underline{\underline{\sigma}},\alpha\right) = \sigma_1 - \sigma_3 + \left(K_p - 1\right)\cdot\left(\sigma_1 - H(\alpha)\right)$$

Pour le calcul de l'évolution de l'écrouissage, on utilise cette équation:

$$\dot{\alpha} = \frac{(\beta+1)}{\eta}\cdot\left\langle f(\sigma,\alpha)\right\rangle^N \tag{V.13}$$

On a donc trois équations différentielles couplées du 1er ordre V.10, V.12 et V.13, mais elles sont non linéaires. Les équations V.10 et V.12 donnent :

$$\boxed{\left(\frac{\beta}{2}-\nu\right)\left(\sigma_1 - \sigma_1^0\right) + \left(1-\nu-\beta\cdot\nu\right)\left(\sigma_3 - \sigma_3^0\right) = 0} \tag{V.14}$$

Par ailleurs on peut aussi écrire : $$(\dot{\sigma}_1 - 2\cdot\nu\cdot\dot{\sigma}_3)\cdot\frac{1}{E} + \frac{1}{\beta+1}\dot{\alpha} = 0 \tag{V.15}$$

En intégrant cette équation, avec $\alpha = 0$ au début de la première phase on obtient :

$$\boxed{\frac{1}{E}\left(\sigma_1 - \sigma_1^0\right) - \frac{2\cdot\nu}{E}\left(\sigma_3 - \sigma_3^0\right) + \frac{1}{\beta+1}\alpha = 0} \tag{V.16}$$

On peut utiliser les deux équations V.14 et V.16 pour simplifier la 1ère relation du système en conservant seulement σ_1 .

$$\dot{\sigma}_1 + 2\cdot\nu\cdot\frac{\frac{\beta}{2}-\nu}{1-\nu-\beta\cdot\nu}\cdot\dot{\sigma}_1 + \frac{E}{\eta}\cdot\left\langle \begin{array}{l} \sigma_1 - \sigma_3^0 + \dfrac{\frac{\beta}{2}-\nu}{1-\nu-\beta\cdot\nu}\cdot\left(\sigma_1 - \sigma_1^0\right) \\ +\left(Kp-1\right)\cdot\sigma_1 - \left(Kp-1\right)\cdot\cot an\phi\cdot C(\alpha) \end{array} \right\rangle^N = 0 \tag{V.17}$$

Cette équation est écrite en fonction de α. On va donc discuter selon la valeur de la cohésion $C(\alpha)$.
On rappelle que la cohésion varie selon ce système :

$$\begin{cases} C(\alpha) = C\dfrac{\alpha}{\alpha_0} & si \quad 0 \prec \alpha \prec \alpha_0 \\ C(\alpha) = C & si \quad \alpha_0 \prec \alpha \prec \alpha_1 \\ C(\alpha) = C - (C - C_0)\dfrac{\alpha - \alpha_1}{\alpha_2 - \alpha_1} & si \quad \alpha_1 \prec \alpha \prec \alpha_2 \\ C(\alpha) = C_0 & si \quad \alpha_2 \prec \alpha \end{cases}$$

En remplaçant la valeur de la cohésion correspondante dans l'équation (V.17), on peut écrire cette dernière sous la forme : $A \cdot \dot{\sigma}_1 + \left(B \cdot \sigma_1 + C\right)^N = 0$ (V.18)

L'intégration de équation entre l'instant t_n et t_{n+1} permet de trouver la valeur de σ_1.
Selon la valeur de α, les paramètres A, B et C varient. On trouve les résultats suivants:

- $0 < \alpha < \alpha_0$

$$\begin{cases} A = \dfrac{\eta}{E}(1 + 2 \cdot \nu \cdot G) \\ B = 1 + G \cdot Kp + M \cdot \dfrac{C}{\alpha_0} \cdot \dfrac{\beta + 1}{E}(1 + 2 \cdot \nu \cdot G) \\ C = -Kp \cdot \sigma_3^0 - Kp \cdot G \cdot \sigma_1^0 - M \cdot \dfrac{C}{\alpha_0} \cdot \dfrac{\beta + 1}{E}(1 + 2 \cdot \nu \cdot G) \cdot \sigma_1^0 \end{cases}$$

- $\alpha_0 < \alpha < \alpha_1$

$$\begin{cases} A = \dfrac{\eta}{E}(1 + 2 \cdot \nu \cdot G) \\ B = 1 + G \cdot Kp \\ C = -Kp \cdot \sigma_3^0 - Kp \cdot G \cdot \sigma_1^0 - M \cdot C \end{cases}$$

➢ $\alpha_1 < \alpha < \alpha_2$

$$\begin{cases} A = \dfrac{\eta}{E}\left(1+2\cdot\nu\cdot G\right) \\ B = 1+G\cdot Kp-\dfrac{M}{E}\cdot\dfrac{C-C_0}{\alpha_2-\alpha_1}\cdot\dfrac{\beta+1}{E}\left(1+2\cdot\nu\cdot G\right) \\ C = -Kp\cdot\sigma_3^0-Kp\cdot G\cdot\sigma_1^0-M\cdot C-M\cdot\dfrac{C-C_0}{\alpha_2-\alpha_1}\cdot\alpha_1 \\ \qquad\qquad +\dfrac{M}{E}\cdot\dfrac{C-C_0}{\alpha_2-\alpha_1}\cdot\dfrac{\beta+1}{E}\left(1+2\cdot\nu\cdot G\right)\cdot\sigma_1^0 \end{cases}$$

➢ $\alpha_2 < \alpha$

$$\begin{cases} A = \dfrac{\eta}{E}\left(1+2\cdot\nu\cdot G\right) \\ B = 1+G\cdot Kp \\ C = -Kp\cdot\sigma_3^0-Kp\cdot G\cdot\sigma_1^0-M\cdot C_0 \end{cases}$$

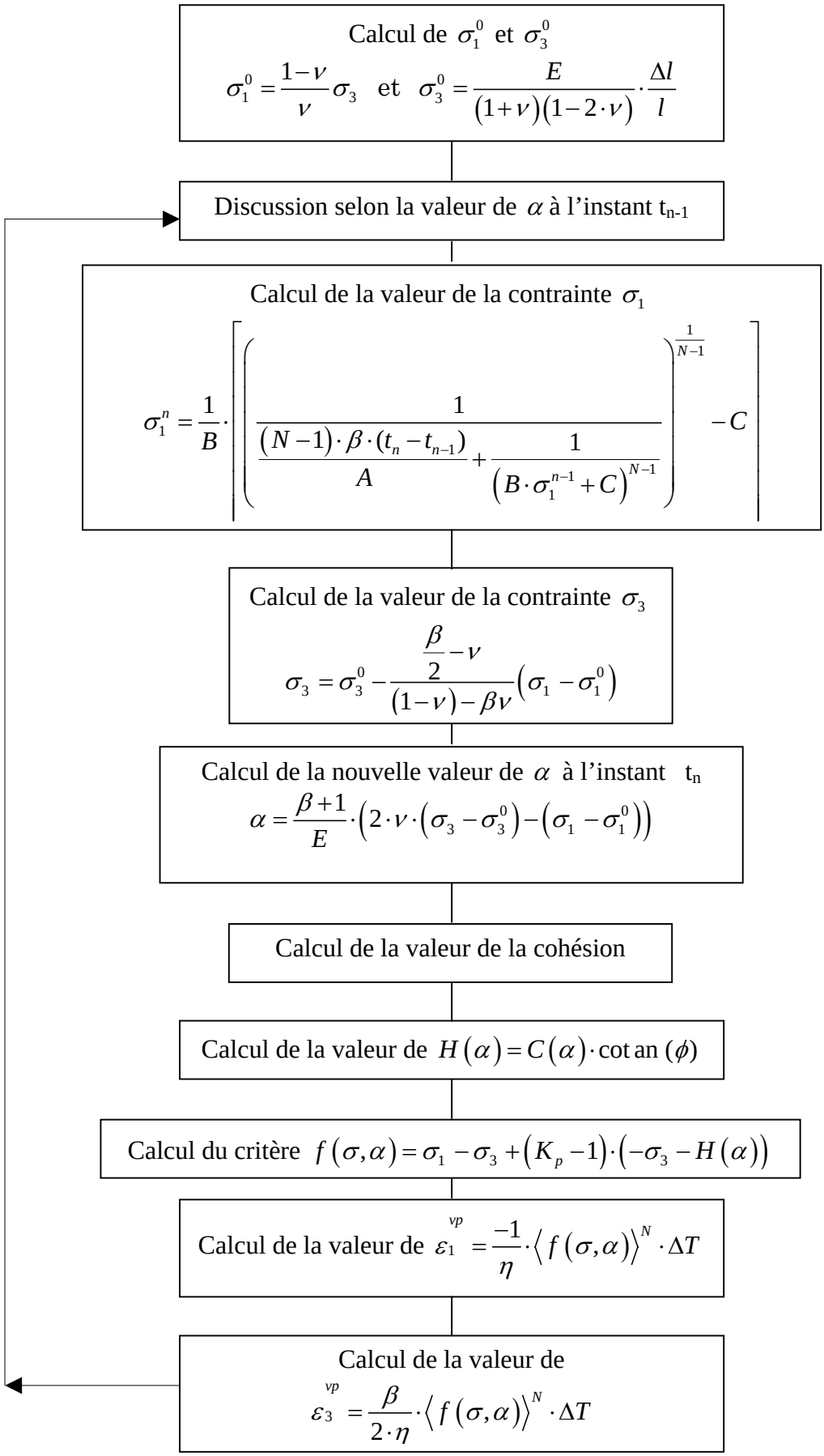
avec :

$$G = \frac{\dfrac{\beta}{2}-\nu}{1-\nu-\nu\cdot\beta}$$

$$M = \left(Kp-1\right)\cdot\cot an\left(\phi\right)$$

Les données du problème sont : ν, E, ε_{t1} et ε_{t3} .

La figure suivante présente l'algorithme de calcul de la réponse aux chargements donnés par les conditions σ_1^0 et σ_3^0. On remarque que la détermination de la valeur de σ_1, définie implicitement par l'équation V.17, est nécessairement obtenue par un processus itératif.


Calcul de σ_1^0 et σ_3^0
$\sigma_1^0 = \frac{1-\nu}{\nu}\sigma_3$ et $\sigma_3^0 = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\cdot\nu)}\cdot\frac{\Delta l}{l}$
Discussion selon la valeur de α à l'instant t_{n-1}
Calcul de la valeur de la contrainte σ_1
$\sigma_1^n = \frac{1}{B}\cdot\left[\left(\frac{1}{\frac{(N-1)\cdot\beta\cdot(t_n - t_{n-1})}{A} + \frac{1}{(B\cdot\sigma_1^{n-1}+C)^{N-1}}}\right)^{\frac{1}{N-1}} - C\right]$
Calcul de la valeur de la contrainte σ_3
$\sigma_3 = \sigma_3^0 - \frac{\frac{\beta}{2}-\nu}{(1-\nu)-\beta\nu}(\sigma_1 - \sigma_1^0)$
Calcul de la nouvelle valeur de α à l'instant t_n
$\alpha = \frac{\beta+1}{E}\cdot(2\cdot\nu\cdot(\sigma_3 - \sigma_3^0) - (\sigma_1 - \sigma_1^0))$
Calcul de la valeur de la cohésion
Calcul de la valeur de $H(\alpha) = C(\alpha)\cdot\cot an(\phi)$
Calcul du critère $f(\sigma,\alpha) = \sigma_1 - \sigma_3 + (K_p - 1)\cdot(-\sigma_3 - H(\alpha))$
Calcul de la valeur de $\varepsilon_1^{vp} = \frac{-1}{\eta}\cdot\langle f(\sigma,\alpha)\rangle^N\cdot\Delta T$
Calcul de la valeur de
$\varepsilon_3^{vp} = \frac{\beta}{2\cdot\eta}\cdot\langle f(\sigma,\alpha)\rangle^N\cdot\Delta T$

V.4.1.3 Autre algorithme : Cas particulier de l'éprouvette

On présente la résolution du problème posé selon un calcul numérique pour l'éprouvette cylindrique. Le calcul est simplifié au sens où on se limite à un cas axisymétrique (cas d'une éprouvette soumise à un chargement triaxial axisymétrique $\sigma_2 = \sigma_3$).
Par contre, par rapport au calcul précédent, on peut appliquer des différents types de chargement (déformations imposées ou contraintes imposées ou combinaison de l'un et de l'autre) et donc ici la partie calcul analytique est moins avancée.

Cet algorithme est écrit pour le cas des déformations totales imposées.

Données : ε_1^{vp}, ε_3^{vp}, ε_1 et ε_3

Boucle sur les pas de temps

Calcul des contraintes σ_1 et σ_3

$$\sigma_{i(i=1,\,3)} = \lambda \cdot tr(\varepsilon_i - \varepsilon_i^{vp}) + 2 \cdot \nu(\varepsilon_i - \varepsilon_i^{vp})$$

Calcul de l'écrouissage α

$$\alpha = 2 \cdot (\beta + 1) \cdot \varepsilon_3^{vp}$$

Calcul de la cohésion

Calcul du critère $f(\sigma, \alpha)$

Calcul des déformations ε_1^{vp} et ε_3^{vp}

$$\varepsilon_3^{vp} = \varepsilon_3^{vp} - \frac{\beta}{2 \cdot \eta} \cdot \Delta t \cdot f(\sigma, \alpha)^N$$

$$\varepsilon_1^{vp} = -\frac{2}{\beta} \cdot \varepsilon_3^{vp}$$

fin de la boucle sur les pas de temps

V.4.1.4 Comparaison des résultats et interprétation

Les figures tracées V.2, V.3, V.4 et V.5 montrent une bonne concordance entre les résultats numériques, numérique dédié au cas simple de l'éprouvette et semi-analytique. On présente dans ce qui suit les courbes des déformations viscoplastiques ε_1^{vp} et ε_2^{vp} et des contraintes principales σ_1 et σ_3 en fonction du temps.

On remarque par ailleurs que les courbes ne coïncident pas parfaitement au niveau de la courbure ce qui est tout a fait normal à cause des incertitudes qui surviennent lors du calcul des contraintes σ_1 du fait de la puissance $\left(\frac{1}{N-1}\right)$. Il serait donc plus rigoureux de prendre des pas de temps trop petit pour approcher au mieux les résultats de calcul numérique mais cela ne change rien aux résultats finaux puisque toutes les courbes convergent, à la fin du calcul, vers la même valeur.

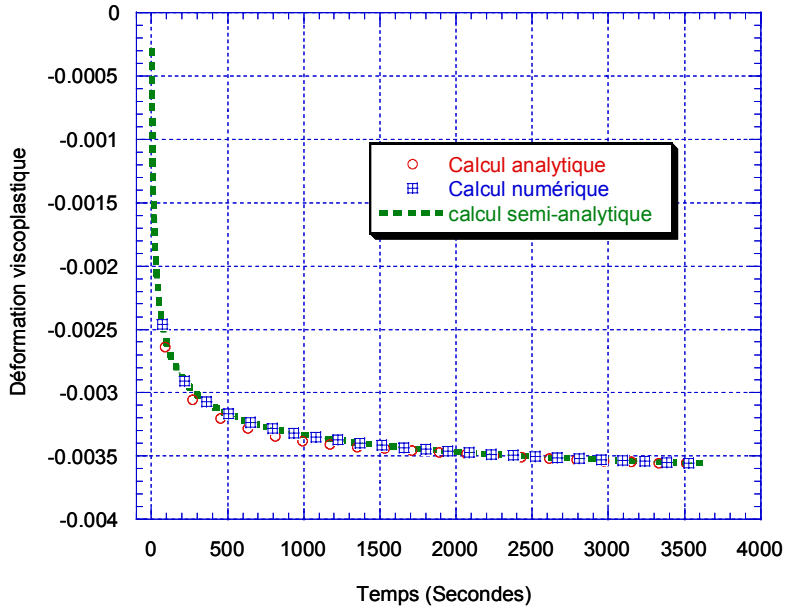


Figure V.2 - Courbe de variation de la déformation viscoplastique ε_1^{vp} en fonction du temps.

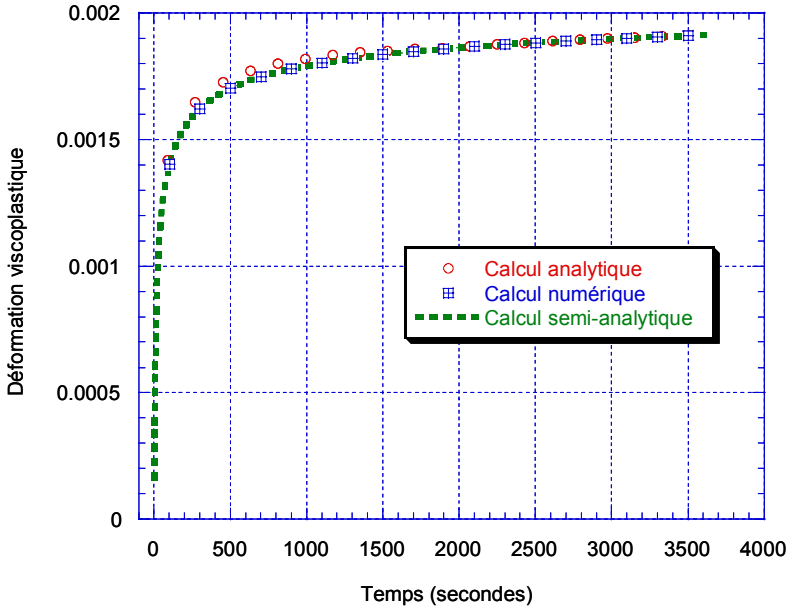


Figure V.3 - Courbe de variation de la déformation viscoplastique ε_3^{vp} en fonction du temps.

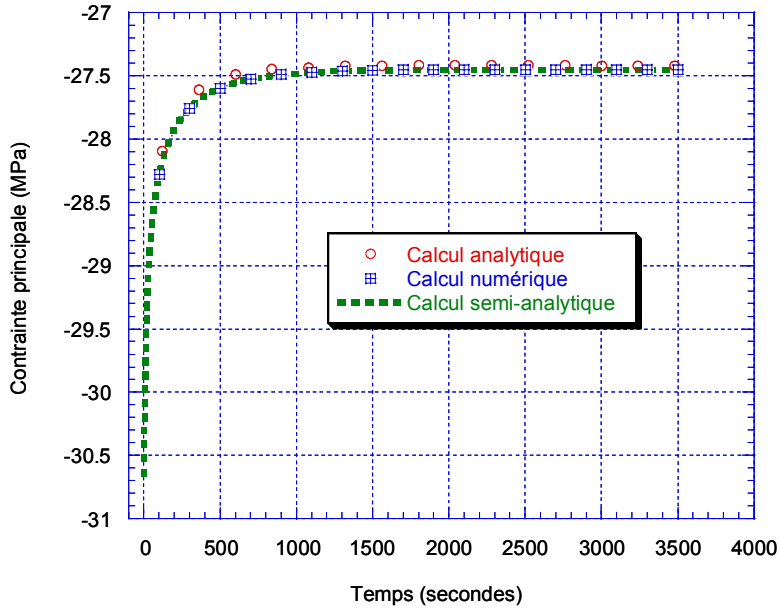


Figure V.4 - Courbe de variation de la contrainte principale σ_1 (MPa) en fonction du temps.

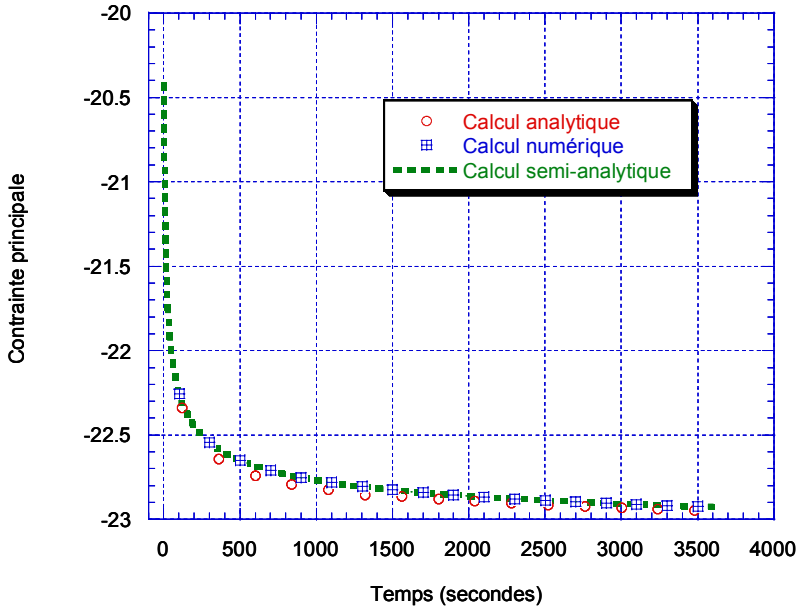


Figure V.5 - Courbe de variation de la contrainte principale σ_3 (MPa) en fonction du temps.

V.4.2 Etude paramétrique du modèle de cicatrisation – Calage du modèle

Dans cette partie on réalise une étude paramétrique afin de déterminer les paramètres du modèle rhéologique de cicatrisation, présent au chapitre IV. On dispose pour ce modèle de quatre paramètres inconnus, à savoir la viscosité η', les constantes a, b et c.

On rappelle que le modèle de cicatrisation s'écrit comme suit :

$$\dot{\varepsilon}_i^{c} = -\frac{1}{\eta'} \cdot \left\langle -\left(\underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{n}_i \right) \cdot \underline{n}_i \right\rangle^{a} \cdot \left\langle \varepsilon_i^{irr} \right\rangle^{b} \cdot \left\langle -F_{vp} \right\rangle^{c}$$

Peu d'essais portant sur la cicatrisation ont été réalisés au laboratoire ou in-situ sur l'argile de Mol, ce pourquoi il est très difficile de caler notre modèle de cicatrisation. Jusqu'à présent la seule information dont on dispose est que le phénomène de cicatrisation observé in-situ, au niveau de l'argile de Mol, est pratiquement instantané au niveau d'une fracture ouverte ; cette caractéristique a été aussi observée lors de l'essai sur éprouvette réalisé au laboratoire LMS (voir Chapitre III.3.5).

Pour notre étude paramétrique, on propose de mettre en évidence l'effet de chaque paramètre (η', a, b, c) sur la cicatrisation. Cela peut être fait en essayant, à chaque fois, de déterminer la valeur du paramètre qui donne le maximum de cicatrisation en un temps réduit.

Pour les calculs, on suppose que la cicatrisation se réalise au bout d'une journée. Au début l'échantillon est supposé libre de contrainte, puis on impose immédiatement un déplacement vertical négatif représentant 1 % de déformation totale axiale. Déplacement qu'on ramène à 0 progressivement. Au début, les contraintes issues du chargement imposé dépassent le seuil d'endommagement et donc des déformations viscoplastiques apparaissent. Ensuite, puisqu'on pousse de moins en moins sur l'échantillon (voire, on tire sans doute), le champ de contraintes (uniformes dans l'échantillon) revient en deçà du seuil d'endommagement. Il y a alors cicatrisation. A l'instant final, la cicatrisation est considérée comme étant totale (il n'y a plus de déformation viscoplastique). Cette condition de reconstitution de l'état initial de la matière après endommagement est un peu forte mais c'est l'hypothèse même du modèle de cicatrisation établie au chapitre IV qui nous permet de faire cette supposition.

Les étapes de l'étude sont les suivantes :

- Déterminer le paramètre de viscosité « η' ». Pour cela on fixe les paramètres « a », « b » et « c » à la valeur unité.
  Après avoir tracé les courbes de déformation de cicatrisation selon l'axe xx et yy, on regarde la valeur du paramètre de viscosité qui permet de donner la cicatrisation la plus rapide et la plus grande.
- Ayant calculé « η' », on fait varier le paramètre « a » tout en gardant les mêmes valeurs pour « b » et « c ». La même condition de choix que précédemment est à appliquer.
- Connaissant « η' », et « a », on détermine la valeur de « b » comme il est fait précédemment pour « a » ; la valeur de « c » étant toujours égale à l'unité.
- Connaissant « η' », « a », « b », il est facile de déterminer avec le même principe la valeur de « c ».

Avant d'entamer cette étude deux questions fondamentales sont posées :

- ***comment choisir les paramètres et de quelle façon les faire varier ?***
- ***y-a-t'il des conditions sur ces paramètres qui peuvent nous aider à restreindre notre étude à quelques valeurs ?***
-

Conditions indispensables

- Les paramètres a, b et c sont prises supérieurs à 0. Cela est dû aux considérations suivantes :
  - En générale, on admet que l'exposant « a » de la contrainte est supérieur à 1.
  - Quand la déformation irréversible tend vers 0, la vitesse de déformation tend elle aussi vers 0 ; de ce fait l'exposant « b » de la déformation irréversible est positif.
  - En générale, on cicatrise d'autant mieux qu'on est loin de critère, d'où un exposant « c » positif.
- On retient la valeur du paramètre qui donne la plus grande valeur de déformation de cicatrisation.
- On retient la valeur du paramètre qui donne la déformation de cicatrisation la plus rapide.

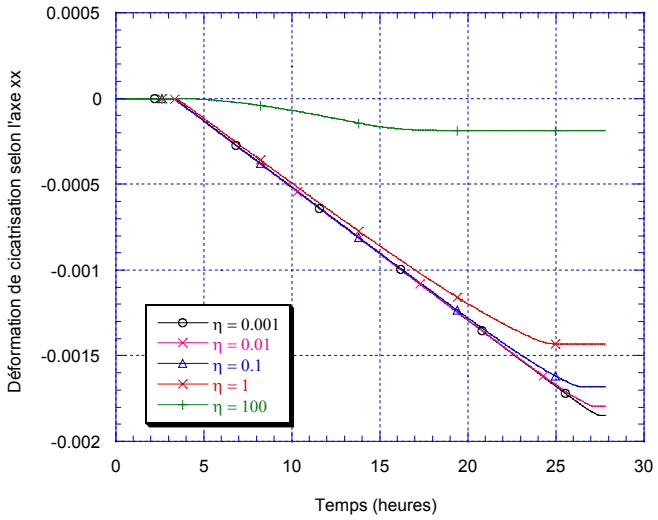


Figure V.6 - Courbe de variation de la déformation de cicatrisation selon l'axe xx suivant la valeur de la viscosité η'.

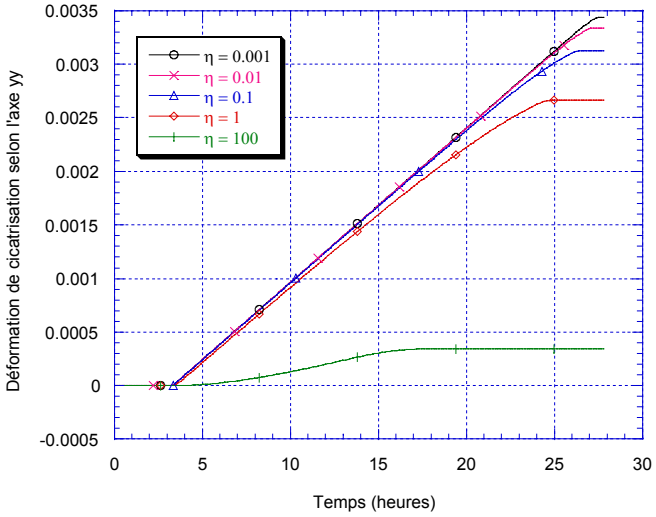


Figure V.7 - Courbe de variation de la déformation de cicatrisation selon l'axe yy suivant la valeur de la viscosité η'.

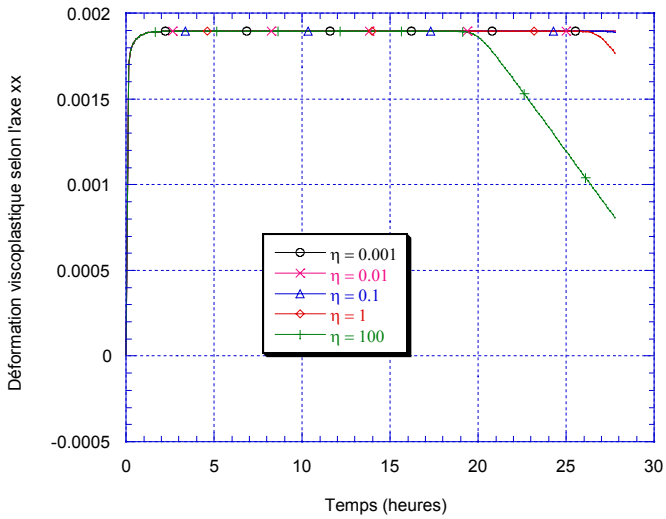


Figure V.8 - Courbe de variation de la déformation viscoplastique selon l'axe xx suivant la valeur de la viscosité η'.

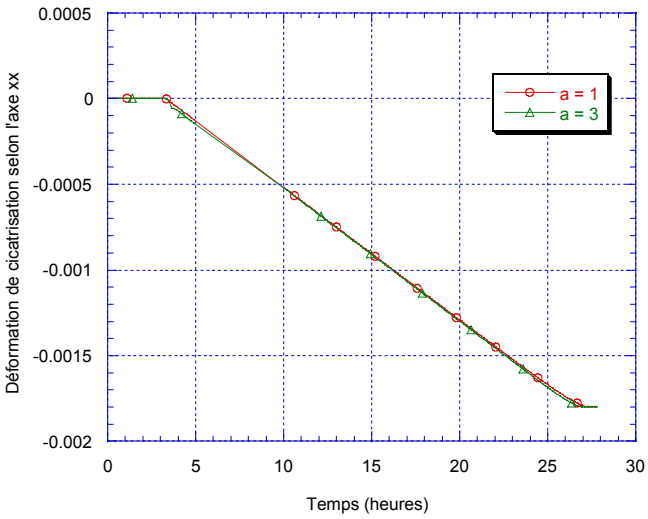


Figure V.9 - Courbe de variation de la déformation de cicatrisation selon l'axe xx suivant la valeur du paramètre a.

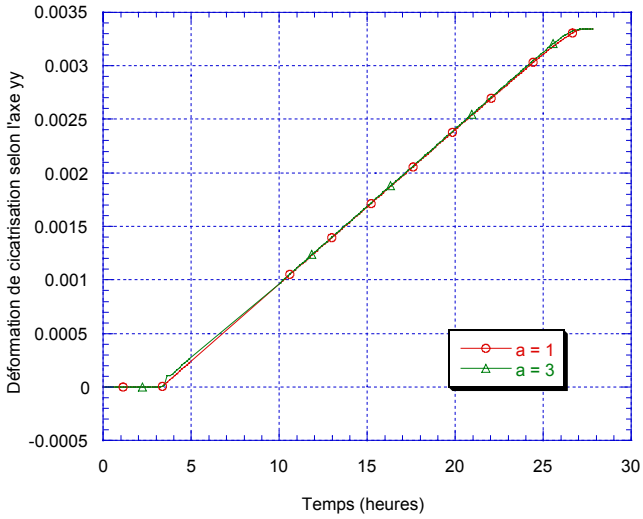


Figure V.10 - Courbe de variation de la déformation de cicatrisation selon l'axe yy suivant la valeur du paramètre a.

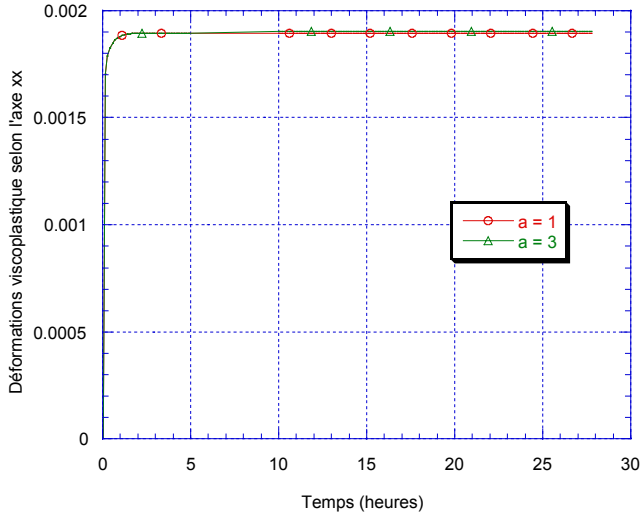


Figure V.11 - Courbe de variation de la déformation viscoplastique selon l'axe xx suivant la valeur du paramètre a.

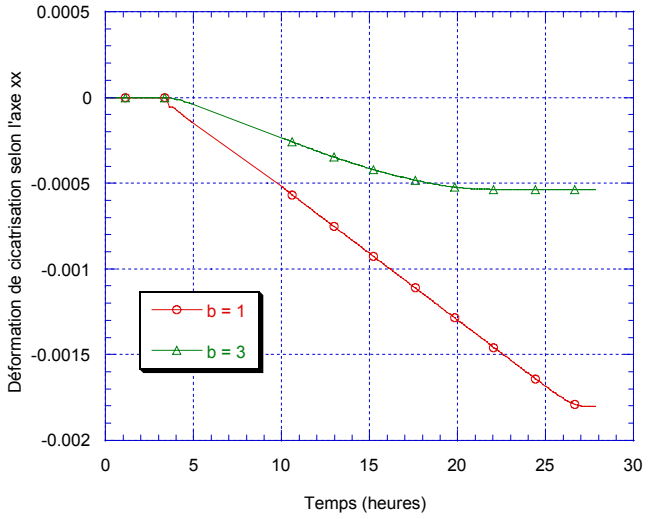


Figure V.12- Courbe de variation de la déformation de cicatrisation selon l'axe xx suivant la valeur du paramètre b.

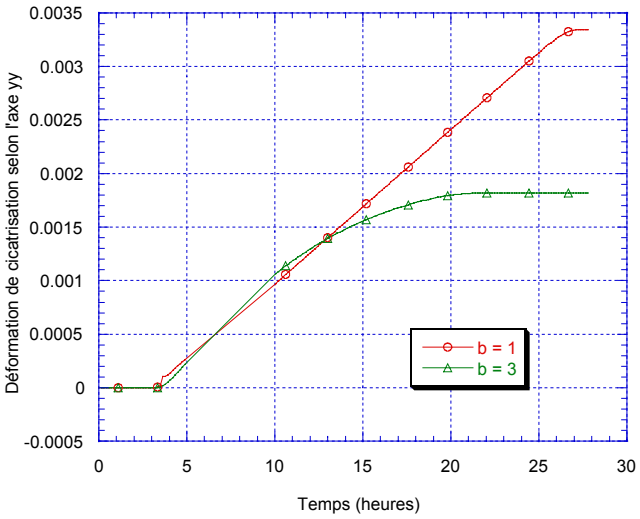


Figure V.13- Courbe de variation de la déformation de cicatrisation selon l'axe yy suivant la valeur du paramètre b.

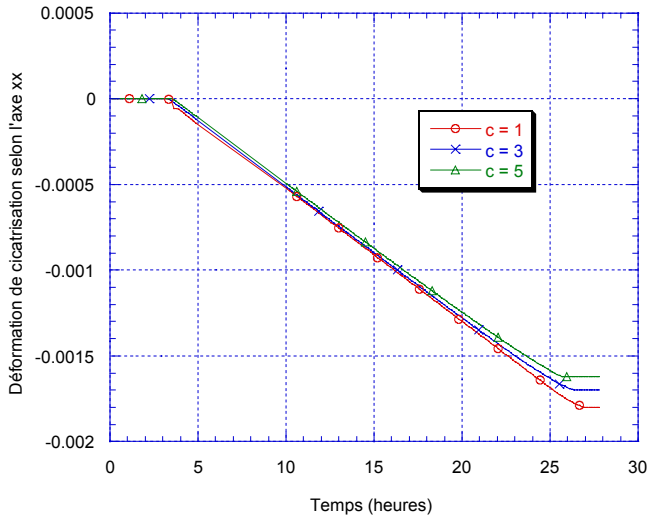


Figure V.14- Courbe de variation de la déformation de cicatrisation selon l'axe xx suivant la valeur du paramètre c.

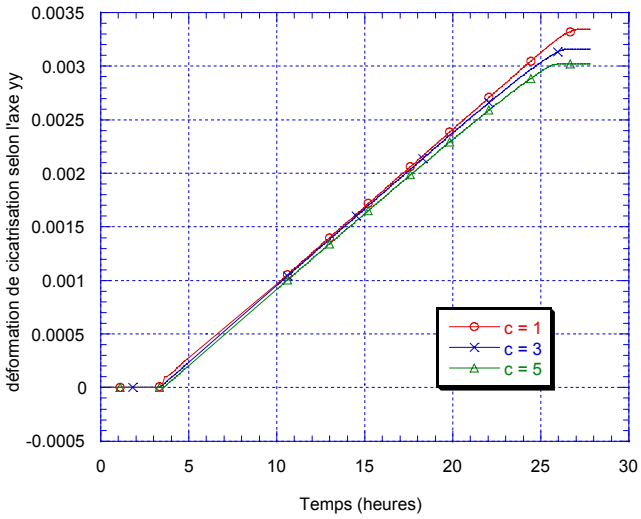


Figure V.15- Courbe de variation de la déformation de cicatrisation selon l'axe yy suivant la valeur du paramètre c.

Pour conclure, on peut dire qu'on retient pour le calcul les valeurs suivantes :

$\eta' = 0{,}01$ (MPa)^4.jour

a = 3

b = 1

c = 1

Le choix du paramètre a = 3 vient du fait que si on suppose une cicatrisation rapide qui se produit durant une heure, on voit mieux la différence entre l'effet des valeurs du paramètre pour a = 1 et a = 3 (voir Figure V.16 et V.17).

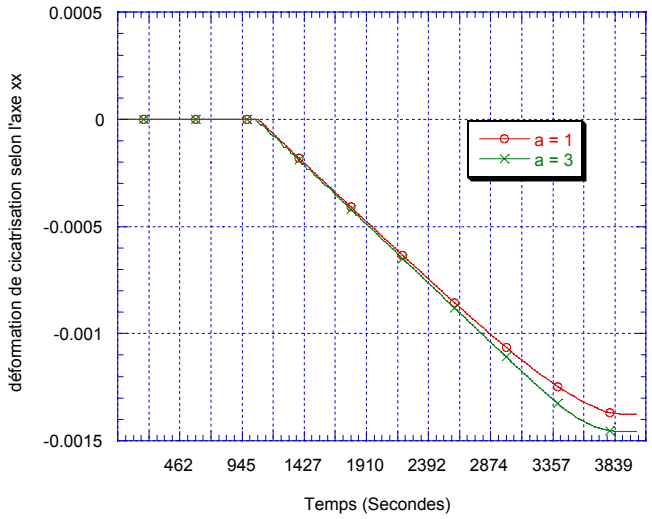


Figure V.16- Courbe de variation de la déformation de cicatrisation selon l'axe xx suivant la valeur du paramètre a pour un temps de cicatrisation réduit.

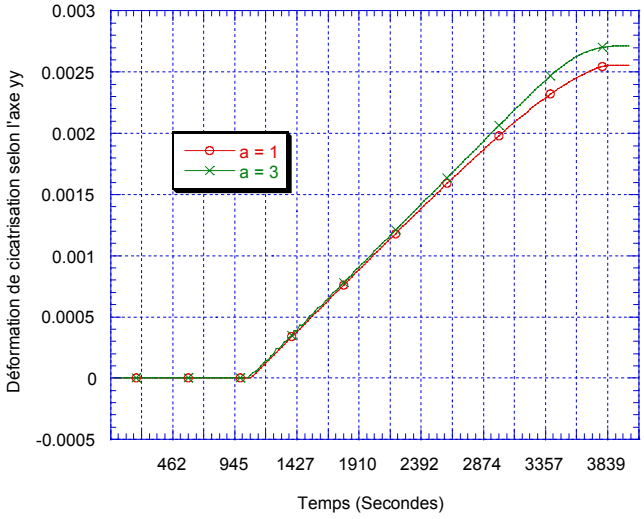


Figure V.17- Courbe de variation de la déformation de cicatrisation selon l'axe yy suivant la valeur du paramètre a pour un temps de cicatrisation réduit.

V.5 Simulation pour un tunnel : calcul MECANIQUE

Une fois validé le modèle d'endommagement sur l'exemple de l'éprouvette, on effectue des simulations de cas plus réels à savoir le calcul pour un tunnel en vraie grandeur. On s'intéresse dans un premier temps à faire une étude purement mécanique pour regarder le problème de stabilité mécanique d'une galerie horizontale cylindrique située à 223 m de profondeur. Pour des raisons de simplicité on réalise des calculs numériques en axisymétrie.

V.5.1 Géométrie et maillage

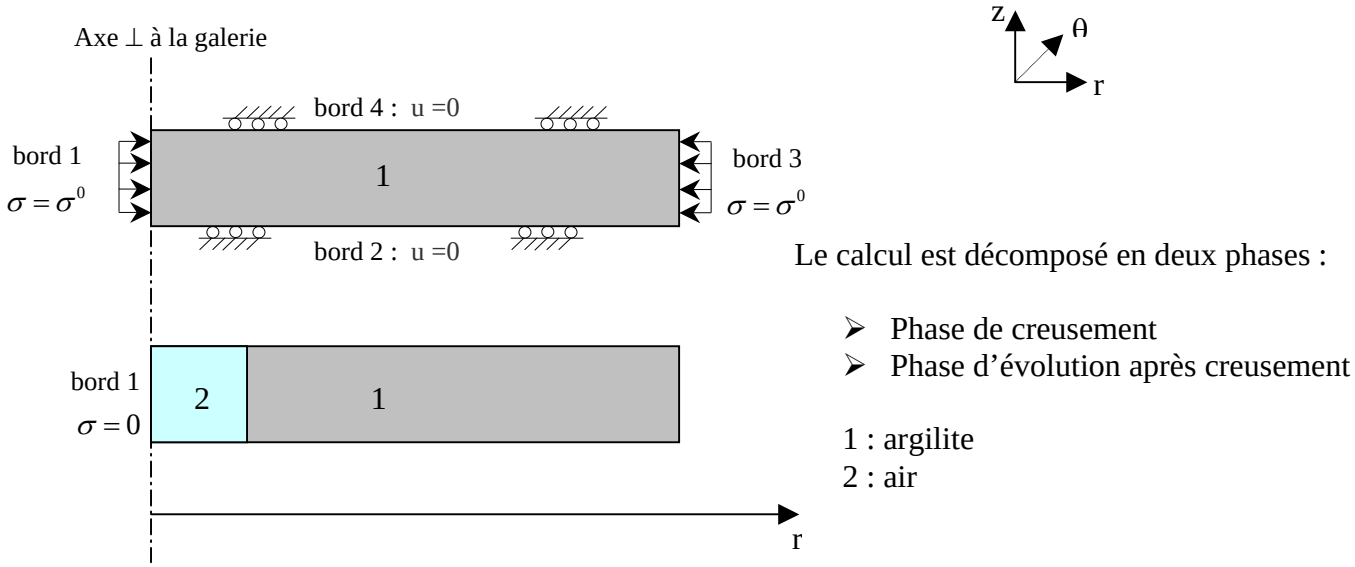
La structure est calculée dans le cas bidimensionnel en coordonnées cylindriques. On considère en plus l'hypothèse des déformations planes et on se place dans le cas d'évolutions isothermes quasi-statiques linéaires.
Pour finir on peut dire que les calculs numériques seront réalisés en axisymétrique sur un tube supposé de rayon infini (le rayon extérieur du maillage « r_e » est très grand pour pouvoir supposer que le massif est infini) (voir Figure V.18).

- **Conditions initiales**
  On suppose que le massif est homogène et isotrope avant creusement, et que la contrainte initiale est celle du poids des terres à la profondeur de la galerie de Mol.

$$\sigma = \sigma_0 = -4{,}5\,\text{MPa}$$

- **Conditions aux limites**
  Sur le rayon extérieur de la structure r_e = 100 m on applique une contrainte normale (contrainte radiale) ayant pour valeur celle des poids des terres. Les déplacements normaux des bords 2 et 4 de la structure sont bloqués.
  Si on désigne par r le rayon, on a pour le cas d'un ***tunnel sans soutènement*** :

  - 0 ≤ r ≤ 1 m : air
  - 1 m ≤ r ≤ 100 m : argilite



Le calcul est décomposé en deux phases :

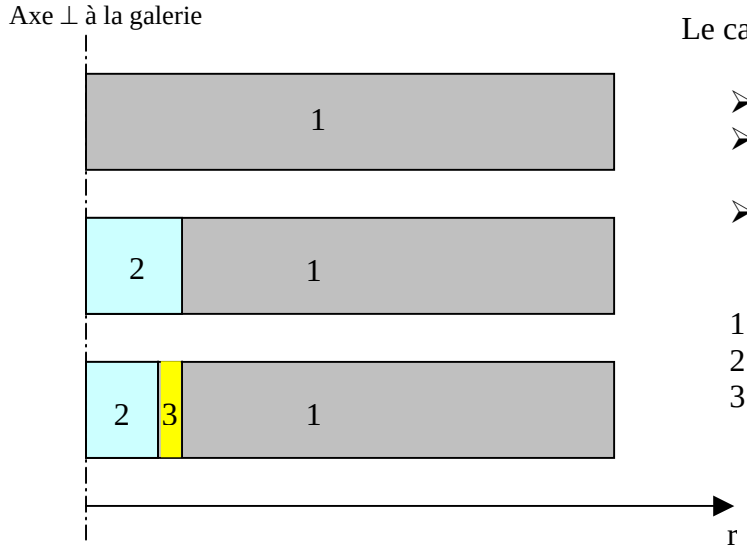
- Phase de creusement
- Phase d'évolution après creusement

1 : argilite
2 : air

Figure V.18 - Modèle 2D axisymétrique pour un tunnel sans soutènement

Pour le cas d'un ***tunnel avec soutènement*** :

- 0 ≤ r ≤ 0,9 m : air
- 0,9 m ≤ r ≤ 1 m : soutènement
- 1 m ≤ r ≤ 100 m : argilite



Le calcul est décomposé en trois phases :

- Phase de creusement
- Phase d'évolution avant la mise en place du soutènement
- Phase d'évolution après la mise en place du soutènement

1 : argilite
2 : air
3 : soutènement

Figure V.19 - Modèle 2D axisymétrique pour un tunnel avec soutènement

Pour un tunnel sans soutènement, la discrétisation spatiale utilisée est de type éléments finis d'ordre 2. Le maillage est constitué de 300 éléments et de 1503 nœuds (quadrilatères à 8 nœuds). En revanche, pour un tunnel avec soutènement, le maillage est constitué de 540 éléments et de 2703 nœuds (quadrilatères à 8 nœuds).
On présente ci dessous le maillage jusqu'à r = 4 m.

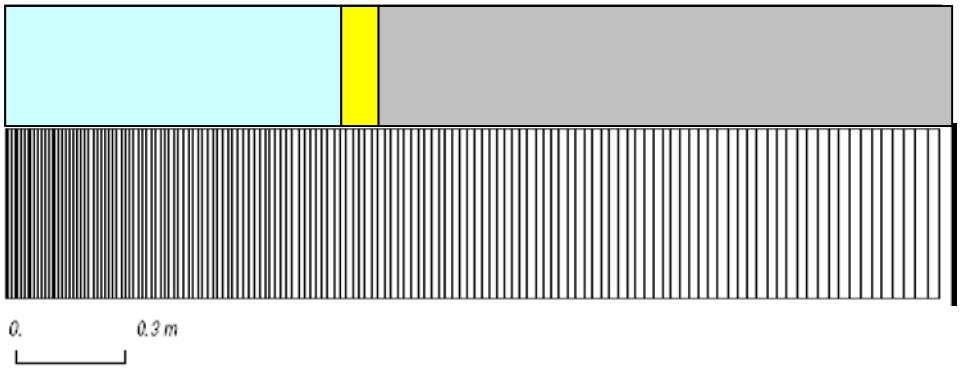


Figure V.20 – Maillage, pour un tunnel avec soutènement, utilisé pour mener les calculs sur la cicatrisation.

V.5.2 Phase de creusement du tunnel

Pour le calcul numérique, on suppose que l'instant $t = 0$ correspond au moment du creusement qui est supposé instantané (vitesse de creusement très grande) et donc on se place dans le cas non drainé. On rappelle que le rayon intérieur de la galerie creusée est de r_i = 1 m. Pour un rayon inférieur à r_i, on simule le creusement par « désactivation » des mailles. On remplace le matériau argilite par de l'air ($E = 10^{-25}$ MPa, $\nu = 0$). L'air occupe ainsi un rayon de 1 m (correspond au rayon intérieur). Le caractère non drainé du creusement est maintenu en considérant le matériau air comme étant imperméable, ainsi on a un flux nul.

On présente sur la figure V.21 les champs des contraintes élastique directement après le creusement.
Si on se place au point le plus haut du tunnel, on peut noter par :

σ_{rr} contrainte principale radiale selon l'axe rr
$\sigma_{\theta\theta}$ contrainte principale orthoradiale selon l'axe θθ
σ_{zz} contrainte principale longitudinale selon l'axe cartésien zz

Il est à noter que le choix d'un rayon intérieur de galerie égale à 1 m pour les calculs au lieu du rayon de 2,4 m (rayon du tunnel non revêtu existant dans l'argile de Mol) est dû à des raisons de simplification d'interprétation. Ce choix ne modifie en aucun cas l'exactitude et l'extension des résultats trouvés pour le cas du tunnel réel puisqu'on calcul à chaque fois les contraintes et les déformations qui sont indépendantes du rayon du tunnel.

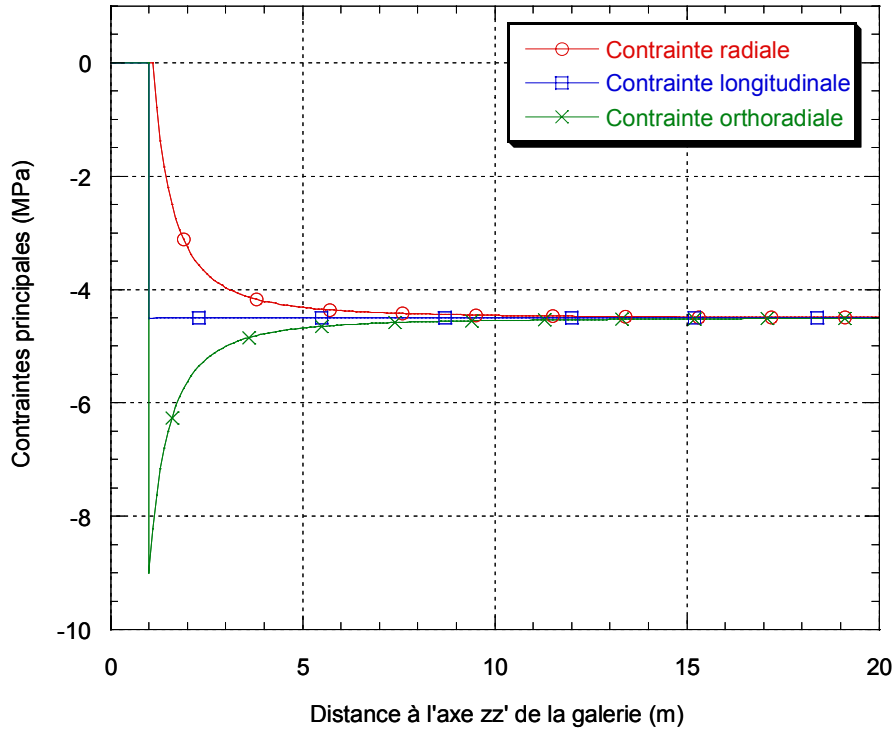


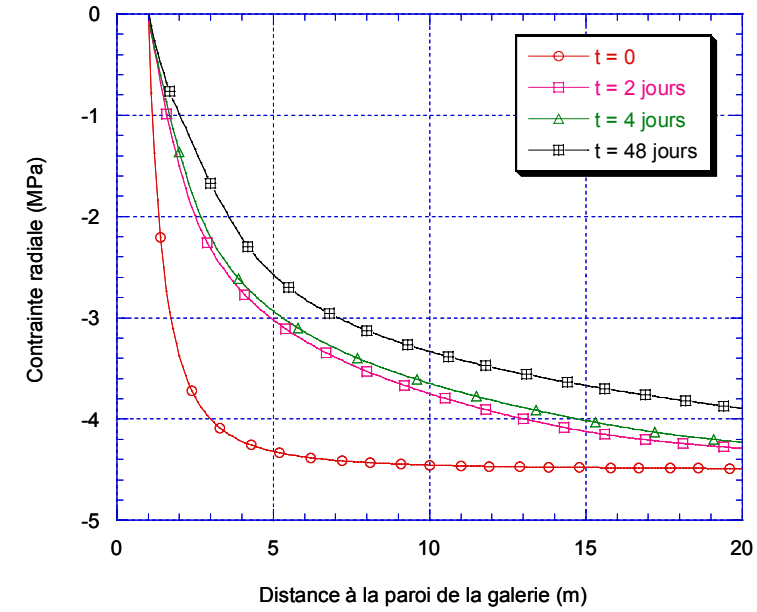
Figure V.21 - Champs des contraintes principales suite au creusement instantané du tunnel (calcul mécanique).

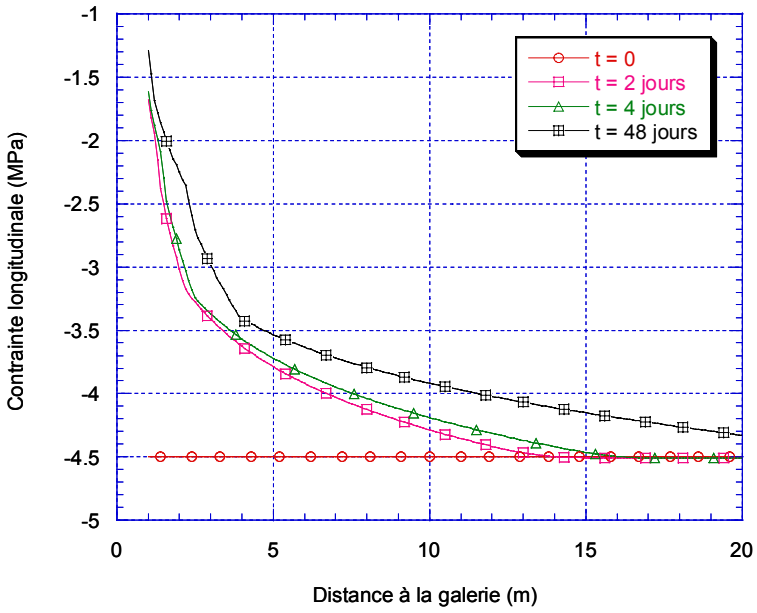
On voit bien sur la courbe V.21, qu'au moment du creusement, la contrainte radiale au niveau du rayon intérieur du tunnel devient nulle alors que la contrainte orthoradiale double sa valeur.

V.5.3 Calcul pour un tunnel sans soutènement

V.5.3.1 Cas d'endommagement sans cicatrisation

Dans cette partie on s'intéresse à étudier le cas d'endommagement d'un tunnel en fonction du temps tout en supposant qu'un phénomène de cicatrisation ne peut pas se produire. On utilise pour ce calcul le modèle d'endommagement établi par Rousset (1988) pour l'étude de comportement de l'argile de Mol et qui est détaillé au niveau du chapitre IV.
On remarque que directement après creusement, le champ de contrainte évolue du fait du drainage du massif. Il y a création d'une zone endommagée ; le rayon de cette dernière s'étend jusqu'à r = 15 m au bout de 2 jours de convergence de la paroi (Figure V.22). Cet endommagement engendre une augmentation de la déformation viscoplastique.





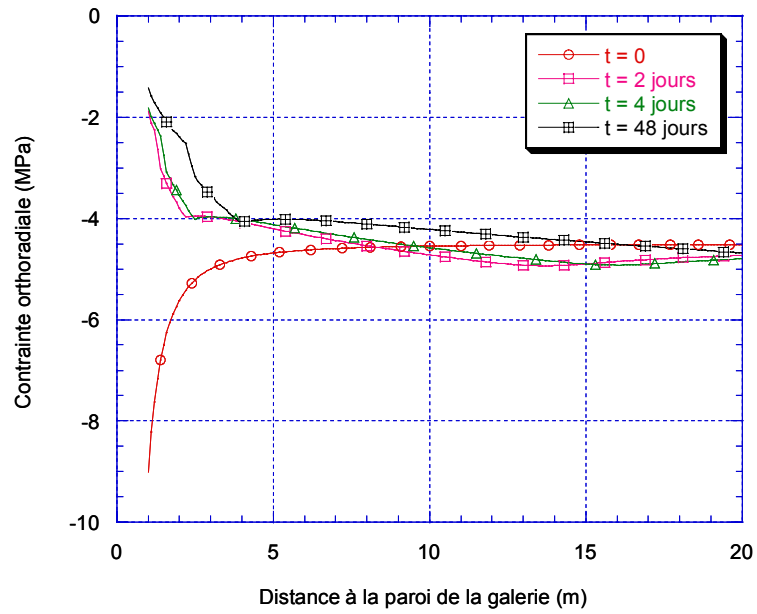


Figure V.22 - Coupe des contraintes à différentes dates pour un tunnel sans soutènement.

On présente, par la suite, la courbe de convergence en fonction du temps établie suite à un calcul numérique. Ce résultat se rapproche des résultats expérimentaux et des résultats trouvés par Rousset (1988) suite à un calcul semi-analytique avec simulation de de-confinement. On remarque qu'au début de la courbe la phase de convergence est très rapide, puis elle s'atténue au fur et à mesure qu'on progresse dans le temps.

La vitesse de convergence trouvée numériquement est à peu près constante (de l'ordre de 4 % /jour) et identique à celle trouvée par Rousset (4,4 % /jour) et celle mesurée in-situ.

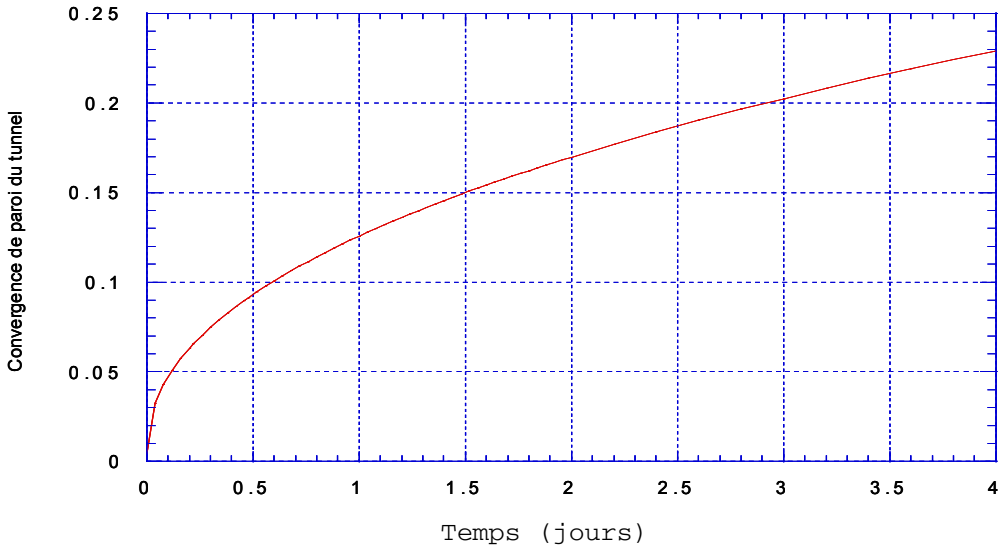


Figure V.23 - Courbes de convergences en fonction du temps d'un tunnel sans soutènement pour l'argile de Mol.

V.5.3.2 Cas d'endommagement avec cicatrisation

Dans cette partie on suppose que le modèle de cicatrisation est actif. On rappelle que l'endommagement s'accompagne d'une perte de cohésion et donc contrairement à cela le processus de cicatrisation intervient pour modifier la valeur de l'écrouissage qui diminue au fur et à mesure qu'on cicatrise ; or cette dernière ne devrait en aucun cas avoir une valeur inférieur à α_1 . Cette condition a été bien prise en compte durant notre calcul.

En revanche, aucune valeur de déformation de cicatrisation n'a pu être observée et les mesures au niveau du tunnel présentent le même champ de contrainte totale et de déformation irréversible que pour le calcul en cas d'endommagement seul.
Ce résultat est tout a fait cohérent avec ce qu'on attendait ; les contraintes autour du tunnel ne sont pas favorables pour qu'on puisse passer en dessous du critère d'endommagement ce qui explique la non existence de déformation de cicatrisation.

V.5.3.3 Comparaison des résultats et conclusion

Pour un tunnel sans soutènement et dans le cas d'un calcul purement mécanique, le processus de cicatrisation ne peut pas avoir lieu autour du tunnel. Les contraintes créées autour du tunnel, suite au creusement, ont un effet plutôt d'endommagement.

V.5.4 Calcul pour un tunnel avec soutènement

On rappelle ici que le rayon de calcul est de 1m et que le soutènement est effectif à partir de 2 jours. La convergence au moment de la mise en place du soutènement - qui se fait à partir du 2ème jour - est de 11 cm.

V.5.4.1 Cas d'endommagement sans cicatrisation

On présente dans ce qui suit les courbes de déformation viscoplastique en fonction du temps (Figure V.24).

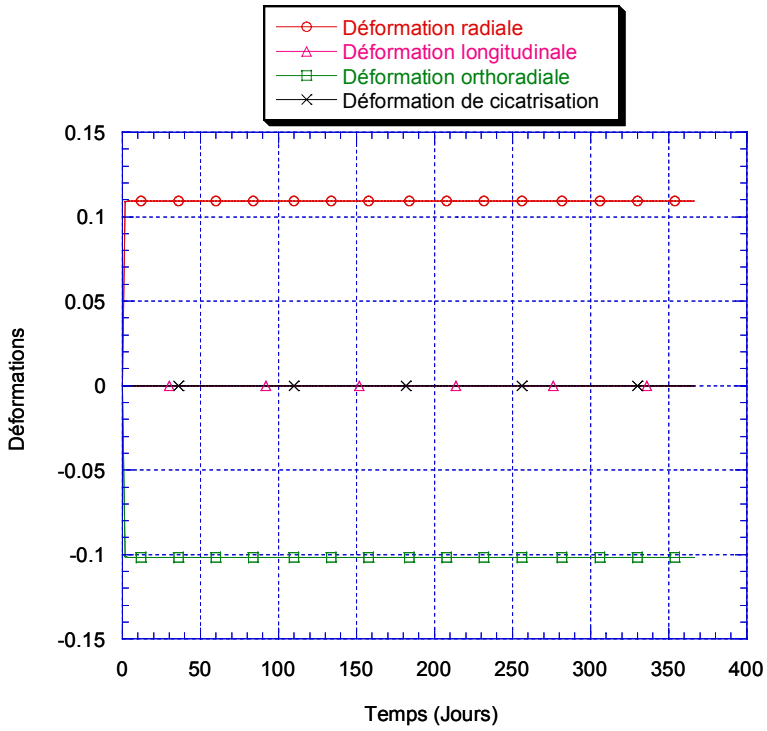
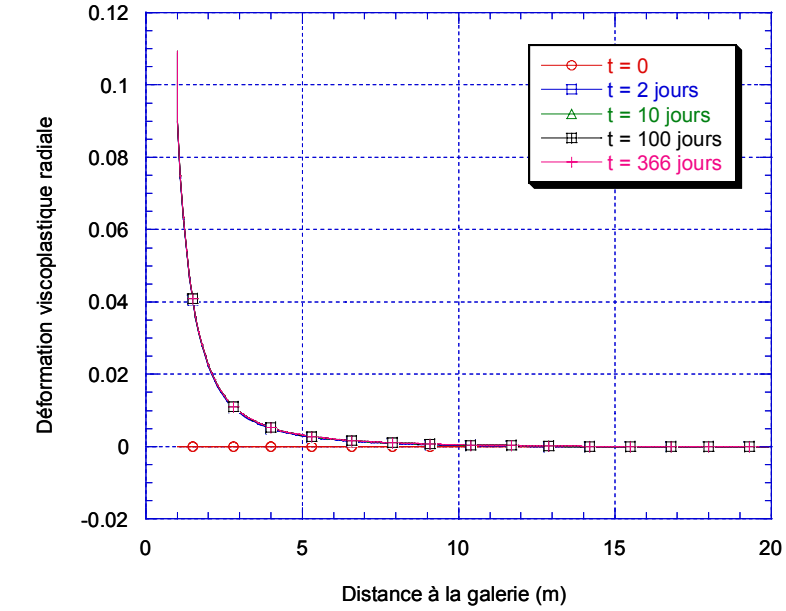
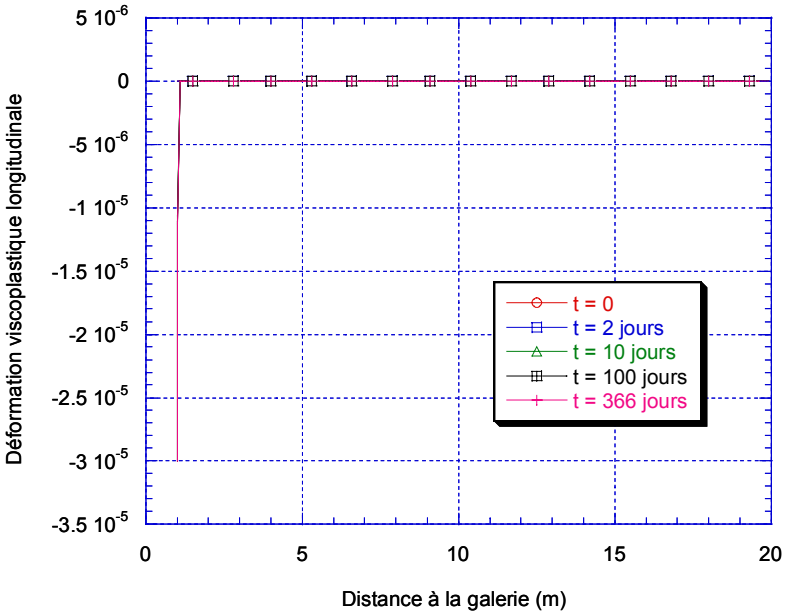


Figure V.24 – courbe des déformations pour un tunnel avec soutènement.

On présente dans ce qui suit des coupes de variations des déformations (Figure V.25) et des contraintes (Figure V.26) en fonction de la distance à la galerie et cela pour différentes périodes de vie du tunnel.





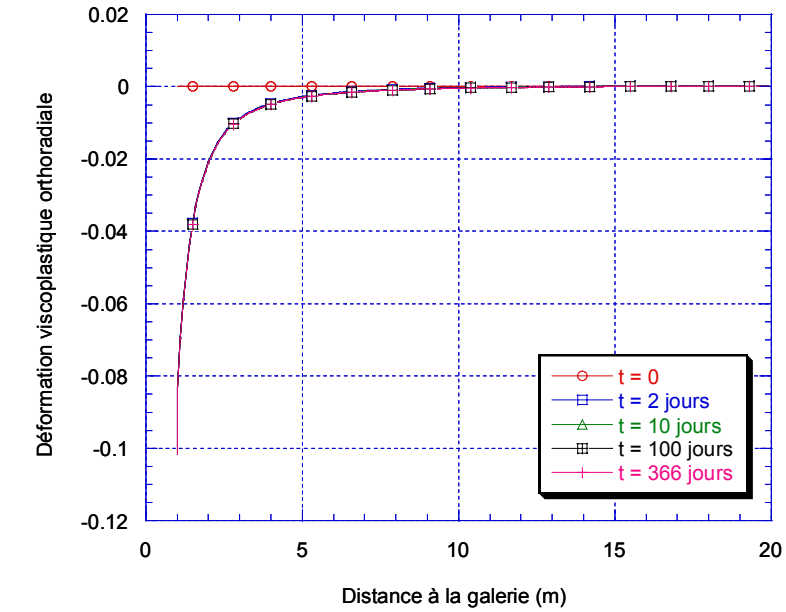
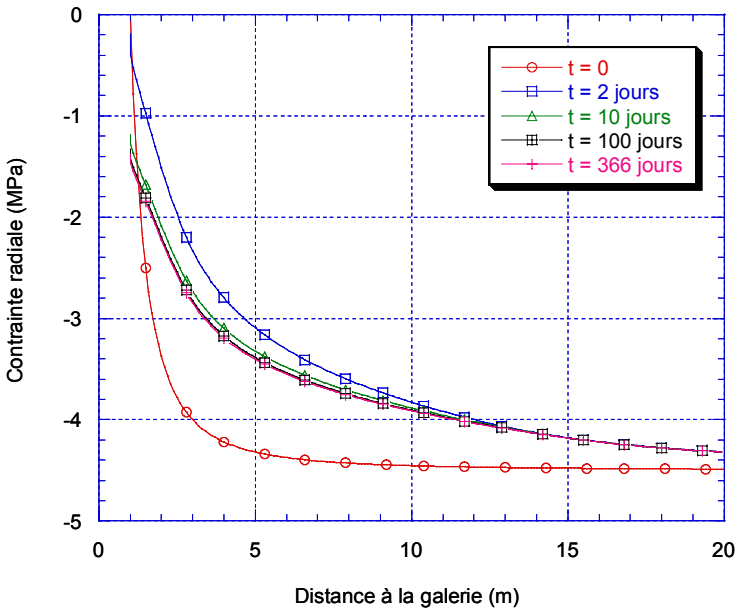
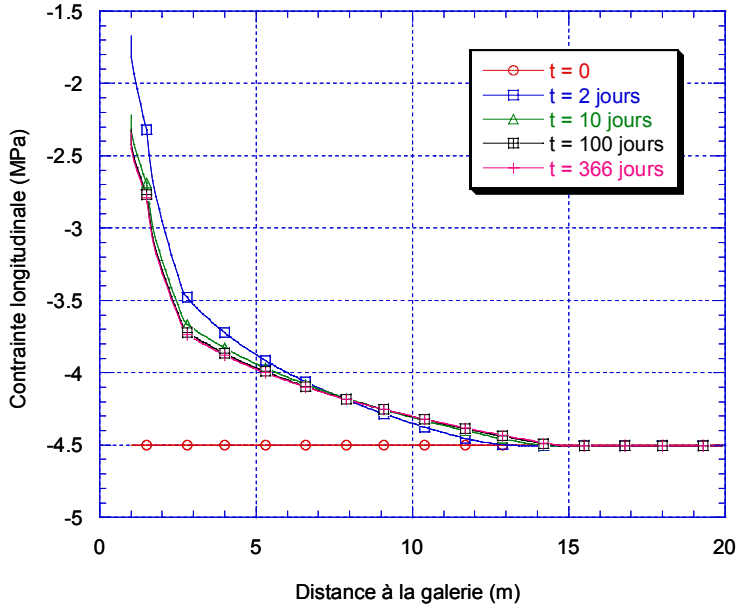


Figure V.25 - coupe des déformations à différents temps





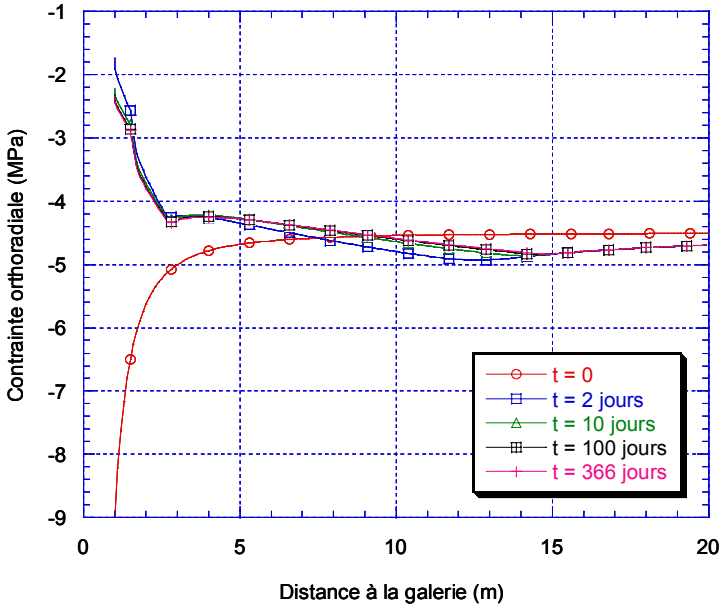


Figure V.26 - coupe des contraintes à différents temps

V.5.4.2 Cas d'endommagement avec cicatrisation

On retrouve pour ce cas les mêmes états de contraintes et de déformations que pour le calcul d'endommagement sans cicatrisation.

Il n'y a donc pas de cicatrisation dans le cas mécanique même à très long terme (voir figure V.24). En effet les contraintes retrouvées (Figure V.26) ressemblent aux contraintes qu'on peut trouver lors d'un essai de relaxation et où on ne peut jamais se retrouver au dessous de critère d'endommagement. On peut conclure d'après tout ce qui a été déjà fait qu'une cicatrisation est impossible dans le cas mécanique pur.

V.6 Simulation pour un tunnel : calcul HYDROMECANIQUE

- **Conditions initiales**
  On suppose qu'on a les mêmes conditions initiales définies pour la partie mécanique.

$$\sigma = \sigma_0 = -4{,}5\,\text{MPa}$$

Pression de pore = 2,18 MPa

- **Conditions aux limites**
  En plus des conditions mécaniques définies précédemment, on suppose que le flux est nul sur les bords 2 et 4. Le choix d'une telle condition vient du fait que le creusement est instantanée et donc la réponse du milieu est non drainé.

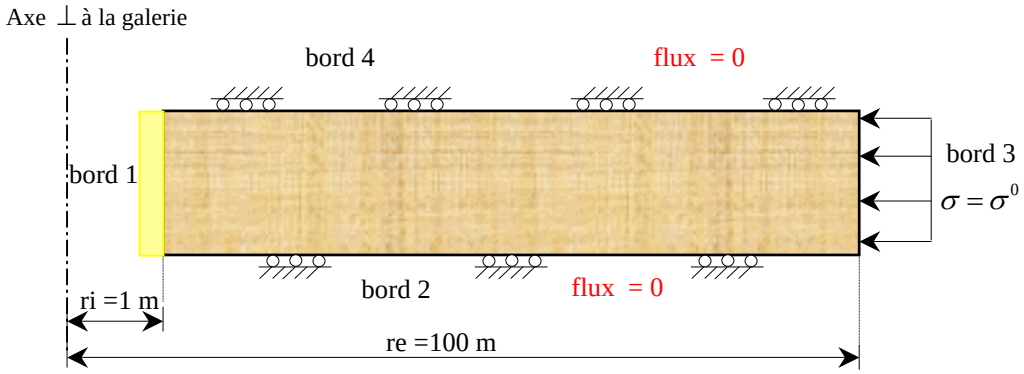


Figure V.27 - Conditions aux limites hydromécaniques

Dans cette partie on réalise le calcul en milieu poreux (calcul hydromécanique) pour un tunnel avec soutènement et en considérant le modèle de cicatrisation actif. La convergence des parois du tunnel lors de la mise en place du soutènement est de 5 cm.

Avec les valeurs des paramètres a, b, c et η' déjà définies, on observe une déformation de cicatrisation mais qui ne dure pas dans le temps. En effet, quand on endommage, la déformation viscoplastique augmente ce qui engendre une diminution de la contrainte totale. Dans le cas de cicatrisation, la déformation viscoplastique étant constante et égale à la valeur juste avant début de cicatrisation ; au cours de la phase de cicatrisation, la pression dans le massif diminue, ce qui engendre une augmentation de la contrainte moyenne effective. Cette augmentation de contrainte moyenne va dans le sens de la cicatrisation puisqu'on va se retrouver à l'intérieur du critère de Mohr Coulomb (critère d'endommagement). Or l'augmentation de la déformation de

cicatrisation va engendrer une augmentation de contrainte totale, ce qui de nouveau permet un dépassement du critère et une phase d'endommagement qui prend place de nouveau. Le déclenchement de l'endommagement provoque l'arrêt immédiat du processus de cicatrisation.

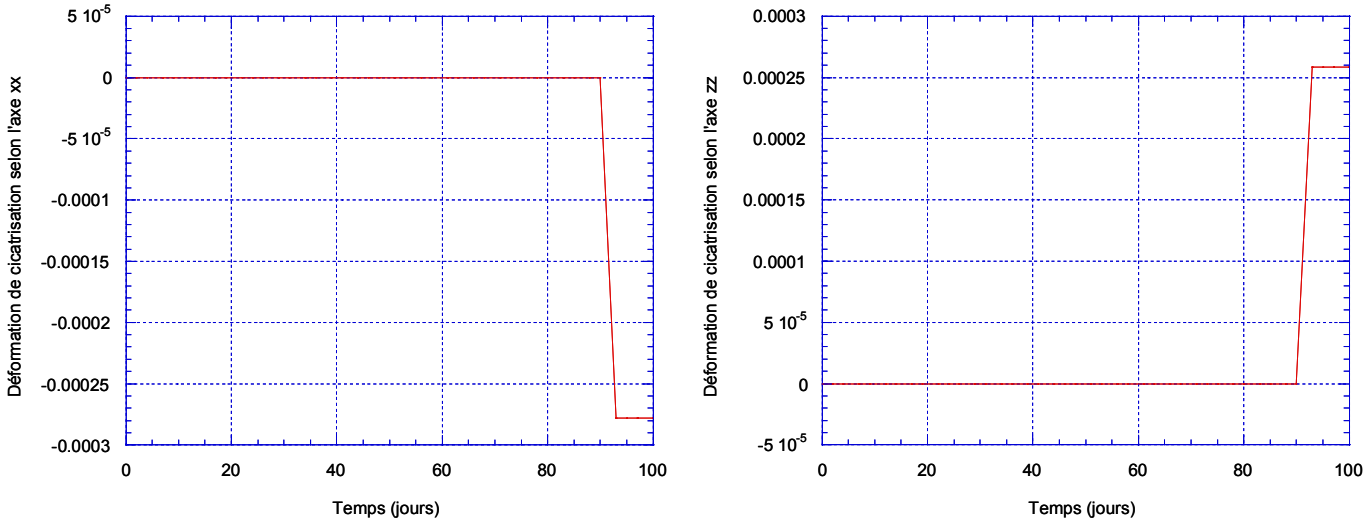


Figure V.28 – courbes de déformation de cicatrisation selon l'axe xx et l'axe zz. On note ici que la déformation de cicatrisation selon l'axe yy est nulle.

V.7 Conclusion

D'après tout ce qui a été déjà fait, on peut conclure que le modèle de cicatrisation donne des résultats satisfaisants pour le cas de l'éprouvette. Pour le cas tridimensionnel, on a pu montré qu'on ne peut pas atteindre les conditions d'apparition d'un processus de cicatrisation lors d'un calcul purement mécanique sur un tunnel avec ou sans soutènement.

En revanche, pour un calcul hydromécanique, on a pu obtenir les conditions d'apparition de la cicatrisation mais cette dernière n'est pas totale (la cicatrisation n'efface pas complètement la déformation viscoplastique).

Plusieurs réflexions sont possibles :

- Les chargements donnés par le tunnel soutenu ne sont pas bien adaptés pour retrouver une cicatrisation totale (hypothèse du Chapitre IV).
- Il est intéressant de modifier les valeurs des paramètres du modèle de cicatrisation a, b, c et $\eta^{'}$ pour qu'ils puissent mieux s'ajuster avec les caractéristiques de la structure du tunnel. En effet ces paramètres ont été calés sur l'éprouvette et à partir des observations aux laboratoires et in-situ ; donc il est plus judicieux de mener une série d'essai beaucoup plus étalé et d'étudier de plus près la contribution de chaque paramètre.
- Il ne faut pas aussi oublier la part importante des phénomènes chimiques et du transfert en solution dans le processus de cicatrisation et qui vienne s'ajouter à la part hydromécanique.

Conclusions Générales et Perspectives

Les études développées dans ce mémoire sont inscrites dans le cadre d'un contrat international **SELFRAC** en vu d'étudier la possibilité de déposer des déchets radioactifs à vie longue dans des roches peu perméables, à savoir, l'argile de Mol en Belgique et l'argile de Mont Terri en Suisse.
On s'intéresse dans cette étude au comportement à court terme et à long terme des matériaux argileux.
Le programme **SELFRAC** a été lancé suite aux observations faites en laboratoires souterrains à Mol et à Mont Terri. Il a été constaté la présence d'un phénomène de fermeture et même de cicatrisation des fissures autour de la zone endommagée lors du creusement des tunnels dans des roches argileuses.
Ce mémoire se place dans un contexte original puisqu'il vise non seulement à mieux comprendre le phénomène de création des fissures et leurs propagations autour du tunnel mais aussi à étudier et à prouver qu'une cicatrisation de ces fissures créées est possible dans certains cas de chargement et de formuler un modèle rhéologique qui soit capable de reproduire les phénomènes observés et qui puisse s'appliquer aux calculs des structures souterraines.

Une des spécificités du stockage des déchets radioactifs est qu'on ne peut négliger aucun effet susceptible de mettre en danger la sécurité et la sûreté du lieu de stockage. C'est le cas particulier de l'endommagement associé à un réseau connecté de fracture. Ce phénomène est surtout dangereux dans le cas du couplage hydromécanique puisque l'eau est le principale moyen de transport des radionucléides. Le choix des roches argileuses vient du fait de la faible perméabilité que présente ces matériaux. On a pu montré grâce à des essais pulse et à des mesures en débit continu réalisés au laboratoire LMS que la perméabilité de l'argile de Mont Terri varie entre $6{,}25\ 10^{-20}$ m² et $4{,}5\ 10^{-20}$ m² pour des échantillons carottées parallèlement à la stratification et entre $1{,}5\ 10^{-19}$ m² et $5\ 10^{-19}$ m² pour des échantillons carottées perpendiculairement à la stratification. Pour l'argile de Mol la perméabilité varie entre $2\ 10^{-19}$ m² et $4\ 10^{-19}$ m². Ces valeurs retrouvées avoisinent les valeurs mesurées in-situ.

Il a fallu tout d'abord être certain que le phénomène de cicatrisation existe du moins qu'il peut se produire dans certaines conditions.

Pour nier ou confirmer l'hypothèse de présence du phénomène de cicatrisation on a lancé une grande campagne de 15 essais sur des éprouvettes saines et endommagées de forme cylindrique et ayant une cavité centrale. La cicatrisation a été testée sur des échantillons endommagés différemment (endommagement manuel, endommagement suite au carottage, endommagement avec surpression hydraulique). L'unique moyen utilisé pour contrôler la cicatrisation est la mesure de la perméabilité. Tout cela est détaillé dans le chapitre III.

Grâce à des essais de confinement, on a pu conclure que la pression de confinement a une influence directe sur la perméabilité mesurée. Plus la pression de confinement est grande, plus petite est la perméabilité. Toutefois, on a pu mettre en évidence la présence d'une partie irréversible lors de la fermeture des fissures, ce phénomène est appelé désormais phénomène de cicatrisation.

Par la suite, on s'est intéressé à la valeur du chargement qui permet de créé la cicatrisation.

On a pu montrer, grâce à des essais de confinement, qu'une cicatrisation peut se produire pour une valeur de pression inférieure à la pression géostatique qui règne dans le milieu. Il est à noter que, pour l'argile de Mol, la cicatrisation des fissures ouvertes est presque instantanée et se produit totalement à une pression de 1 MPa. Ceci est expliqué par le fait que l'argile de Mol est une argile très plastique et qu'elle a pu retrouver la fermeture totale des fissures créées directement durant les 5 premiers jours.

Ceci n'est pas vraiment le cas des argiles de Mont Terri. Avec sa caractéristique d'argile raide, une plus grande durée est à prévoir pour observer un phénomène de cicatrisation (surtout pour des valeurs de pression de confinement inférieur à celles géostatiques) et pour avoir une baisse de la perméabilité tout en restant loin de la valeur de la perméabilité de l'échantillon mesurée avant endommagement.

Grâce à des essais avec déviateur, on a pu mettre en évidence l'effet de la force déviatorique sur le processus de fermeture de fissure ; en effet la contrainte déviatorique contribue à une réduction instantanée de la perméabilité mais cette baisse n'est pas irréversible contrairement à ce qu'on trouve dans le cas d'un chargement de confinement.

On a pu déterminer une relation entre variation de la pression de confinement et celle de volume de cavité suite à un essai de confinement/déconfinement. Cette étude nous a permis de mieux comprendre ce qui ce passe au niveau de l'échantillon pour pouvoir interpréter correctement les essais de confinement et les essais avec déviateur.

En revanche nous avons réussi à montrer qu'une augmentation de pression de pore au niveau d'une fracture déjà cicatrisée entraîne une réouverture de la fracture et l'augmentation de nouveau de la valeur de la perméabilité.

Au début de notre travail, on est parti avec l'idée d'une restauration des propriétés mécaniques des argiles suite à la cicatrisation. Pour vérifier cela un essai de traction sur l'argile de Mol a été réalisé. Aucune restauration significative des caractéristiques mécaniques de la roche argileuse (cohésion) n'a pu être identifiée ; on n'a pu mesurer aucune force lors d'un essai de traction simple sur un échantillon déjà endommagé. Il est à noter que ce même type d'essai a été réalisé aussi sur le sel en utilisant cette fois-ci de la saumure pour humidifier les deux surfaces de rupture de l'échantillon. On observe ici aussi le même résultat que pour l'argile de Mol. Cependant, des observations in situ ont montré que la cicatrisation du sel est accompagnée généralement d'une petite reconstitution de la cohésion.

En analysant les essais réalisés au laboratoire et les tests in-situ, on a pu souligner que dans tous les cas le mécanisme de cicatrisation est un processus qui dépend essentiellement du temps, du champ des contraintes appliquées spécialement quand ce dernier engendre de déformations plastiques, de la pression des pores, …

La deuxième partie du mémoire (Chapitre IV) a été de développer un modèle rhéologique de cicatrisation qui puisse prendre en considération toutes les observations expérimentales faites aux laboratoires et in-situ. Le modèle à formuler est relativement complexe car il faut tenir compte du comportement élasto-visoplastique des matériaux, de l'écrouissage, de la cicatrisation et du couplage hydromécanique.
La modélisation de la partie endommagement des matériaux argileux fait appel aux travaux antérieurs de la littérature, étudiés par des nombreux auteurs. On a choisi le modèle de Rousset pour l'endommagement de l'argile de Mol et le modèle de Boidy pour l'endommagement de l'argile de Mont Terri.

Au début de cette démarche on s'est intéressé au comportement purement mécanique sans tenir compte des effets hydraulique, thermique ou chimique qui peuvent jouer un rôle important pour l'interprétation du phénomène de cicatrisation ; pour formuler le modèle mécanique de cicatrisation certaines hypothèses fortes ont été utilisées. Par la suite, on s'est orienté vers la généralisation de ce modèle pour qu'il puisse prendre en considération le couplage entre phénomènes mécaniques et hydrauliques. Ainsi, il était intéressant de décrire les variations de perméabilité induites par le phénomène de cicatrisation sur des matériaux déjà endommagés. Pour formuler ce couplage, de fortes hypothèses sur la géométrie de l'espace poreux connecté créé par la fissuration ont été utilisées. On suppose pour cette approche qu'il y a une famille de fissures planes parallèles parfaitement connectées et on considère que les fissures non connectées ne jouent pas un rôle dans la variation de la perméabilité.
Il est à noter que ce modèle ne reflète pas précisément la description exacte de la structure microscopique et macroscopique. Il ne dépend en revanche que de deux paramètres simples que sont la distance caractéristique a et le coefficient de rugosité ξ.

L'objectif de formuler un tel modèle était de regarder l'effet du processus de cicatrisation sur des structures de stockage souterrains à très long terme, d'où la nécessité de mener des calculs numériques. Les modèles rhéologiques d'endommagement et de cicatrisation sont implantés dans le code de calcul ANTHYC développé au sein de G3S.
On étudie, dans le chapitre V, la contribution de chacun des phénomènes endommagement et cicatrisation sur la tenue mécanique et hydraulique à long terme, des ouvrages souterrains destinés à recevoir des déchets radioactifs.

Il est à noter qu'en général, le comportement de la roche à court terme est dominé par des mécanismes d'endommagement instantané (creusement du tunnel). Le phénomène de cicatrisation n'apparaît que d'une façon progressive dans le temps suite au re-confinement du tunnel.
Cependant le phénomène de cicatrisation est conditionné par un certain nombre de paramètres qui sont mal connus c'est pourquoi on a essayé, tout d'abord, de les déterminer afin de mener par la suite les calculs. Le calage du modèle a été réalisé sur un cube et cela en utilisant les observations faites aux laboratoires et in-situ.
Puis, on a étendu le calcul pour un cas de structure plus complexe : cas d'un tunnel. Pour des raisons de simplicité du problème étudié, on a réalisé des calculs numériques en axisymétrique.
Les résultats ont montré que pour un calcul purement mécanique sur un tunnel sans ou avec soutènement aucun phénomène de cicatrisation n'est observé même pour un calcul à long terme. Ceci est dû à l'état des redistributions des contraintes dans le massif qui ne sont pas favorables pour déclencher le processus de cicatrisation.
Avec le calcul hydraulique, on a pu en revanche obtenir une phase de cicatrisation.

On a pu mettre en évidence, suite à des essais en laboratoire sur des échantillons différents, un processus de cicatrisation partielle ou totale d'une dégradation mécanique. Nous avons proposé un ensemble de modélisation rhéologique et défini des processus de simulation adapté aux non linéarités du comportement identifié à partir de données expérimentales obtenu en laboratoire ou in-situ. Les simulations numériques, qui ont été faites en utilisant ces modèles rhéologiques, ont pu être validée sur les observations effectuées à diverses échelles, celle du laboratoire ou dans des tunnels instrumentés.
Au delà de ce travail il serait intéressant de compléter l'approche de la cicatrisation selon d'autres points de vue par exemple de déterminer la part de la cicatrisation donnée par le processus chimique ; il conviendrait de développer alors un calcul hydromécanique couplé à la chimie et au transfert en solution, lequel permettrait une détermination plus générale de la loi de comportement des argiles. Cette dernière étude doit aussi évaluer l'effet de l'oxydation, au niveau des zones fissurées, sur le processus de cicatrisation.
Normalement la température est un facteur favorable pour la cicatrisation des fissures, Mais ce point doit être, néanmoins, étudier profondément afin de déterminer avec exactitude son effet et de réaliser ainsi un modèle thermo-hydro-mécanique couplé à la chimie.
Les essais au laboratoire et in-situ réalisés sur l'argile de Mont Terri ont révélé une anisotropie du milieu. En revanche, pour des raisons de simplicité et pour décrire notre modèle, on a supposé que le milieu présente un endommagement isotrope. Ainsi, il serait intéressant de développer un modèle prenant en compte l'anisotropie du milieu fissuré.

Bibliographie

1. M. A. Biot (1941) «General theory of three-dimensional consolidation» Journal of applied physics 12, 155-164.
2. R. L'Hermite (1954) «RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX THÉORIQUE ET EXPÉRIMENTALE» Tome 1, théorie de l'élasticité et des structures élastiques, Collection de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, DUNOD, pp 860.
3. H. S. Carslaw & J. C. Jaeger (1959) «Conduction of Heat in solids» Oxford Science Publications, Second edition.
4. W. R. Aufricht and K. C. Howard (1961) «Salt characteristics as they affect storage of hydrocarbons» J. Petrol. Technol. 13, 730-738.
5. S. Timoshenko et J. N. Goodier (1961) «THÉORIE DE L'ÉLASTICITÉ» Librairie Polytechnique Ch. Béranger, pp 541.
6. W. F. Brace, J. B. Walsh & W. T. Frangos (1968) «permeability of granite under high pressure» Journal of Geophysical Research 73 (6), 2225-2236.
7. C. Lai (1971) «fluid flow through rock salt under various stress states» Michigan State University, Ph. D. Thesis.
8. C. J. Haas and R. N. Nitzsche (1976) «Installation induced stresses for grouted roof bolts» International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, Volume 13, Issue 1, PP17-24.
9. C. A. Baar (1977) «Applied salt rock mechanics» 1. In Dlpment in Geot. Eng., 16-A, pp 143-147.
10. J. E. Shelby (1978) «Permeability of Sodium Chloride» Sandia laboratories Internal Memorandum.

11. C. H. Cooley, S. W. Butters and A. H. Jones (1978) «Permeability of rock salt to Gases and Liquids» Terra Tek, Salt Lake City, TR 78-62, 19p.
12. H. J. Sutherland & S. P. Cave (1980) «Argon-Gas permeability of new Mexico rock salt under hydrostatic compression» Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 17, pp. 281-288.
13. G.de Marsily (1981) «Hydrogéologie Quantitative» Collection Sciences de la terre, Ecole des Mines de Paris, pp 219.
14. J. Lorenz, J. L. Haas, M. A. Glynne, R.W. Potter, C. M. Schafer (1981) «Geology, Mineralogy, and some Geophysical and Geochemical Properties of Salt Deposits», Physical Properties Data for Rock Salt, Office of Standard Reference Data, National Bureau of standards, Washington, D.C. 20234
15. P. A. Hsieh, J. V. Tracy, C. E. Neuzil, J. D. Bredehoeft, S. E. Silliman (1981) «A Transient Laboratory Method for Determining the Hydraulic Properties of Tight Rocks – I. Theory» Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 18, pp 245-252.
16. C. E. Neuzil, C. Cooley, S. E. Silliman, J. D. Bredehoeft, P. A. Hsieh (1981) «A Transient Laboratory Method for Determining the Hydraulic Properties of Tight Rocks – II. Application» Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 18, pp 253-258.
17. J. Christopher, L. Janos, S. Gorden (1984) «The effect of brine (inherent and added) on rheology and deformation mechanisms in salt rock» second conference on the mechanical behavior of salt September 24-28, pp 89-102.
18. W. Skrotzki, P. Haasen (1984) «The role of cross slip in the steady state creep of salt» second conference on the mechanical behavior of salt September 24-28, pp 69-81.
19. Z. Guessous, B. Ladanyi, D. E. Gill (1984) «Effect of sampling disturbance on laboratory determined properties of rock salt» second conference on the mechanical behavior of salt September 24-28, pp 137-158.
20. F. A. Donath, J. T. Holder and L. S. Fruth (1987) «coupled triaxial testing of rock salt specimens» coupled processes associated with Nuclear Waste Repositories (C.-F. Tsang, Ed.), pp. 627-636. Academic Press, London.
21. J. Lemaittre, J. L. Chaboche (1988) «Mécanique des matériaux solides» Bordas, Paris, 544 p.
22. G. Rousset (1988) «Comportement mécanique des argiles profondes, application au stockage de déchets radioactifs» thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 435p.
23. G. Rousset (1988) «Comportement Mécanique des Argiles Profondes, Application au Stockage de Déchets Radioactifs» thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Spécialité: Mécanique, Soutenance le 4 juillet, 435p.
24. Laboratoire de Mécanique des Solides (unité associé au CNRS) (1989) «essai thermo-Hydro-Mécanique dans une argile profonde Mol-Belgique» avant projet sommaire, 39p.

25. Avant Projet Sommaire (1989) «Essai Thermo-Hydro-Mécanique dans une argile profonde MOL - BELGIQUE» Laboratoire de Mécanique des solides, Unité associée au C.N.R.S.
26. W. F. Chen, E. Mizuno (1990) «Nonlinear Analysis In Soil Mechanics Theory and Implementation» Developments In Geotechnical Engineering, Elsevier, Vol.53, 661p.
27. R. L. Krantz , J. S. Saltzman, J. D. Blacic (1990) «Hydraulic diffusivity measurements on laboratory rock samples using an oxillating pore pressure method» Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 27, N°. 5, pp 345-352.
28. C. Peach (1991) «Influence of deformation on the fluid transport properties of salt rocks» thèse de l'université d'Utrecht, Geologica Ultraiectina, N° 77, Hollande, ISBN 0072-1026 n°77.
29. B. Fauchet (1991) « Analyse poroplastique des barrages en béton et de leurs fondations. Rôle de la. pression interstitielle » Thèse de Doctorat de l'ENPC, 1991
30. O. Coussy (1991) «Mécanique des milieux poreux» Ed. Technip, Paris.
31. J. C. Stormont, J. J. Daemen (1992) «Laboratory study of gas permeability changes in rock salt during deformation» Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 29, N°. 4, pp. 325-342.
32. R. Pérami, C.Caleffi, M. Espagne&W.Prince (1993) «Fluage et micro-fissuration du sel dans les stockages souterrains» Geoconfine 93, Arnould, Barrès & Côme pp 99-104.
33. A. Giraud (1993) «Couplages Thermo-Mécaniques: Argiles profondes» thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
34. B. Ladanyi (1993) «time dependent response of rock around tunnels» In comprehensive Rock Mechanics, HudsonEd., Pergamon, vol2, pp77-112.
35. G. Rousset, B. Bazargan, J. F. Ouvry, M. Bouilleau (1993) «Etude du comportement différé des argiles profondes» Commission des Communautés européennes, Sciences et techniques nucléaires, contrat n° FI1W/0049 (Rapport final), Contractant CEA/ANDRA, 146p.
36. L. Thorel (1994) «Plasticité et Endommagement des Roches Ductiles -Application au sel gemme-» thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Spécialité: Géotechnique, soutenance le 14 décembre, 274p.
37. I. Djéran, B. Bazargan, A. Giraud & G. Rousset (1994) «Etude expérimentale du comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom» Rapport final n°94-002, contrat ONDRAF-G3S.
38. C. Bauer, F. Homand, J. P. Henry (1995) «Technical Note – In Situ Low Permeability Pulse Test Measurements » Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 32, N° 4, pp 357-363.
39. Ph. Cosenza (1996) «Sur les couplages entre comportement mécanique et processus de transfert de masse dans le sel gemme» thèse de doctorat de l'Université paris 6, 184 p.

40. B. Bary (1996) «Etude du couplage hydraulique-mécanique dans le béton endommagé», Thèse de Doctorat du Laboratoire de Mécanique et Technologie, Cachan, 1996
41. G. Bourdarot (1996) « Essais de Puits : Méthodes d'interprétation » Ecole Nationale Supérieure du Pétrole et des Moteurs. Editions technip,paris.
42. J. I. Adachi et E. Detournay (1997) «A poroelastic solution of the oscillating pore pressure method to measure permeabilities of "Tight" rocks» International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Volume 34, Issues 3-4, April-June 1997, Page 430.
43. J.P. Charpentier, H. Gharbi, F. Valès, P. Bérest. P.A. Blum, N. Hoteit (1998) «Creep of argillites under Small Mechanical Loading» Rapport Scientifique présenté au conseil scientifique pp 199- 214.
44. K. Su, A. Bounenni (1998) « comportement hydro-mécanique des fractures naturelles en milieu granitique » Rapport Scientifique présenté au conseil scientifique pp 77-92.
45. M. Ghoreychi, k. Su & A. Bounenni (1998) « Couplage entre la Perméabilité et l'Endommagement dans les Matériaux des Sites du Gard de l'est et de la Vienne » rapport intermédiaire N° B RP 0.G.3S 98.021/A, 75 p.
46. A. Bounenni, P. Bérest & F. Coste (1999) « Couplage entre la Perméabilité et l'Endommagement dans les Matériaux des Sites du Gard de l'est et de la Vienne » rapport final N° B RP 0.G.3S 99.004/A, pp 8-11.
47. F. Coste, A. Bounenni, S. Chanchole & K. Su (1999) «A method for measuring mechanical, hydraulic and hydromechanical properties during damaging in materials with low permeability» In Int. Workshop on THM modeling of argillaceous rocks, Ecole des Mines de Paris, France.
48. F. Coste, A. Bounenni, S & Chanchole (1999) «Evolution des propriétés hydrauliques et hydromécaniques lors de l'endommagement dans les argillites de l'Est, poster présenté aux journées scientifique de l'ANDRA» Poster présenté aux journées scientifique de l'ANDRA, 6-7-8 Octobre 1999.
49. M. Ghoreychi, M. Gasc, S. Chanchole (1999) «Calage des modéles à partir des resultants des essais thermo-hydro-mécaniques sur les argilites de l'Est et les siltites de Gard» Rapport n° B RP 0 G.3S 99-001/A, 122p.
50. S. Wang, J. Feng, Z. Yang (1999) «Two active plane finite element model in Mohr-Coulomb elastoplasticity» finite elements in analysis and design 32, pp 213-219
51. P. Bérest, B. Brouard, V. de Greef (2000) «The influence of permeability and stress on spherical hollow salt samples» Salt permeability testing RFP 98-1.
52. J. F. Shao and J. W. Rundnicki (2000) «A microcrack-based continuous damage model for brittle geomaterials» Mechanics of Materials, Volume 32, Issue 10, Octobre, pp 607-619.

53. D. Hoxha and vF. Homand «Microstructural approach in damage modelling» Mechanics of Materials, Volume 32, Issue 6, June, pp 377-387.
54. J. F. Shao and N. Ata (2001) «Study of desaturation and resaturation in brittle rock anisotropic damage» 6th international Workshop on key issues in Waste isolation research, pp 599-613.
55. N. Aublivé-conil, I. Djeran-Maigre, R. Cabrillac, K. Su (2001) «coupled hydro-mechanical damage behavior of deep argillaceous rocks» 6th international Workshop on key issues in Waste isolation research, pp 417-422.
56. P. Bérest, B. Brouard, V. de Greef (2001) «The influence of permeability and stress on spherical hollow salt samples» Salt permeability testing RFP 98-1-part 2.
57. M. B. Dusseaut, S. Bachu, B. C. Davidson (2001) «Carbon dioxide sequestration potential in salt solution cavernes in alberto, Canada» Solution Mining research institute.
58. M. Cathelineau (2001) «Fracture Sealing in Shales : Geological and Geo-chemical Factors», Radioactive Waste Management, NEA/RWM/ 11th clay club Meeting, Nancy, pp 17-18.
59. S. Horseman (2001) «Self-healing of Fractures in Argillaceous Media from the Geomechanical Point of View», Radioactive Waste Management, NEA/RWM/ 11th clay club Meeting, Nancy, pp 19-25.
60. A. Gautschi (2001) «Self-sealing Faults in the Opalinus Clay – Evidence from Field Observations, Hydraulic Testing and Porewater Chemestry» Radioactive Waste Management, NEA/RWM/ 11th clay club Meeting, Nancy, pp 27-30.
61. M. Mazurek (2001) «Geological, Hydrogeological and Hydrochemical Field Evidence for Fault Sealing in Marls from Wellenberg, Switzerland» Radioactive Waste Management, NEA/RWM/ 11th clay club Meeting, Nancy, pp 31-34.
62. P. Blümling, N. Hoteit, P. M. Meier (2001) «Self-healing: Experiments at the Mont Terri Underground Laboratory» Radioactive Waste Management, NEA/RWM/ 11th clay club Meeting, Nancy, pp 35-39.
63. P. Blümling, C. Bauer-Plaindoux, J. C. Mayor, H.J. Alheid, M. Fukaya (2001) «Geomechanical invertigations at the Underground Rock Laboratory Mont Terri» in proceedings of international workshop on geomechanics, hydromechanical and thermohydro-mechanical behavior of deep argillaceous rocks: theory and experiment, octobre 11-12th, 2000, Paris.
64. F. Bernier (2001) «Fracturing and Self-Healing in the Boom Clay: Evidences and Further Studies» Radioactive Waste Management, NEA/RWM/ 11th clay club Meeting, Nancy, pp 41-45.
65. L. Kovacs (2001) «Partial Self-Healing Effects of a Highly Indurated Claystone Formation (BCF) Discovered by In situ Measurements» Radioactive Waste Management, NEA/RWM/ 11th clay club Meeting, Nancy, pp 47-57.

66. J. Mertens (2001) «Characterisation and Origin of Discontinuities in the Boom Clay Formation» NIRAS/ONDRAF et KULEUVEN.
67. Rapport SAFIR 2 – NIROND (2001) -05 F – décembre, partie 3 PDF – 3,66 M, site web www.nirond.be.
68. J. D. Barnichon (2001) «Contribution of the bounding surface plasticity to the simulation of gallery excavation in plastic clays» Engineering Geology 64, pp 217-231.
69. B. Lecampion & A. Constantinescu (2002) «Identification of poroelastic constants of deep argillaceous rocks. 2: inverse analysis» In 2nd Biot conference on poromechanics, Grenoble, France.
70. NEA/RWM (2002)1 «Characterisation and Representation of the Excavation Disturbed or Damaged Zone (EDZ)» Nuclear Energy Agency, Radioactive Waste Management Committee, Meeting held on 24 September 1998, Paris, France, 83p.
71. S. Escoffier (2002) «Caractérisation Expérimentale du comportement Hydro-mécanique des argilites de Meuse/Haute-Marne» thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, Spécialité Génie-Civil – Hydrosystèmes – Géotechnique, p 252.
72. A. Bounenni (2002) «Etude Expérimentale de L'effet de l'Endommagement sur la Perméabilité des Roches» thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Spécialité: Structures et Matériaux-Géotechnique, Soutenance le 24 Mai, 218p.
73. H. Kharkour (2002) «Modélisation des couplages thermo-hydro-mécaniques et de l'endommagement des roches viscoplastiques dans le contexte du stockage de déchets radioactifs» thèse de doctorat de l'Ecole Nationale Supérieur des Mines de Paris, Spécialité: Techniques et Economie de l'Exploitation du Sous-Sol, Soutenance le 20 décembre, 192p.
74. P. Bossart, P. M. Meier, A. Moeri, T. Trick and J. C. Mayor « Geological and hydraulic characterisation of the excavation disturbed zone in the Opalinus Clay of the Mont Terri Rock Laboratory» *Engineering Geology, Volume 66, Issues 1-2, pages 19-38*
75. R. O. Hamza & P. Bérest (2002) «Fractures and self-healing within the excavation disturbed zone in clays» Rapport n° 2002-01, Projet selfrac, contract FIKW-CT-2001-01
76. E. Boidy, A. Bouvard, F. Pellet (2002) «Back analysis of time-dependent behaviour of a test gallery in claystone» Tunnelling and Underground Space Technology 17, pp 415-424.
77. A. S. Chiarelli, J. F. Shao and N. Hoteit (2003) «Modeling of elastoplastic damage behaviour of a claystone» International Journal of plasticity, Volume 19, Issue 1, January, pp 23-45.
78. K. Maleki (2004) «Modèlisation Numèrique du Couplage entre l'Endommagement et la Perméabilité des Roches - Application à l'Etude des Ouvrages de Stockage Souterrain» Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, spécialité Structures et Matériaux, p 161.
79. Ph. Kolmayer, R. Fernandes & C. Chavant (2004) «Numerical implementation of a new rheological law for argilites», Applied Clay Science 26, pp 499-510.

80. C. Tsang, F. Bernier, C. Davies (2005) «Geohydromechanical processes in the excavation Damage Zone in crystalline rock, rock salt, and indurated and plastic clays – in the context of radioactive waste disposal» International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 42, pp 109-125.
81. W. Batiaens, F. Bernier, X. Ling Li (2005) «Selfrac: experiments and conclusions on fracturation and selfhealing processes in clays» International Meeting, March 14-18, 2005, Tours, France. Clays in natural and Enginnered barriers for radioactive Waste Confinement.