



Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d'ouvrages souterrains

Cécile Coll

► To cite this version:

Cécile Coll. Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d'ouvrages souterrains. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2005. Français. NNT: . tel-00010093v2

HAL Id: tel-00010093

<https://theses.hal.science/tel-00010093v2>

Submitted on 19 Sep 2005

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

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

THESE

Présentée par

Cécile Coll

Pour obtenir le titre de DOCTEUR de

L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER – GRENOBLE I

(arrêté ministériel du 5 juillet 1984 et du 30 mars 1992)

ECOLE DOCTORALE : TERRE, UNIVERS, ENVIRONNEMENT

Spécialité : Mécanique

Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d'ouvrages souterrains.

Date de soutenance : 06 juillet 2005

Composition du jury

Président	D. Jongmans	Professeur UJF - Grenoble
Directeur de thèse	J. Desrues	Directeur de recherche CNRS - Grenoble
Co-directeur de thèse	P. Bésuelle	Chargé de recherche CNRS - Grenoble
Rapporteurs	A. Gens	Professeur - Universitat de Catalunya, Barcelone
	D. Kondo	Professeur - Université de Lille1
Examineurs	F. Bernier	Responsable scientifique EURIDICE- GIE, Mol, Belgique
	G. Viggiani	Professeur UJF - Grenoble

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail de thèse au sein du laboratoire 3S de Grenoble, je suis particulièrement heureuse de pouvoir remercier ceux et celles sans qui ce travail n'aurait pu être mené à bien.

Jacques Desrues m'a accueilli au laboratoire dès mon DEA, et a souhaité continuer à mes côtés en acceptant d'être le directeur de ma thèse. Je tiens à le remercier vivement pour toutes ces années de travail et pour la confiance qu'il m'a montrée.

Un grand merci à Pierre Bésuelle qui a accepté d'encadrer cette thèse. Je le remercie sincèrement pour sa disponibilité et ses conseils tout au long de ces quatre années.

Merci à Cino (viva Napoli !) pour son soutien moral et sa confiance au quotidien. Sa participation aux discussions concernant les travaux de cette thèse a été essentielle. Notre collaboration dans le cadre de l'IUP GCI a par ailleurs été terriblement enrichissante et je le remercie de m'avoir donné cette opportunité.

Ah Pascal.... merci d'avoir supporté mes sautes d'humeurs, mes cheveux, mes essais à lancer juste avant tes rendez-vous chez le dentiste....Heureusement que le TrRTP est insonorisé!

Un très grand merci également à Christophe, Alexandre, Roger, Cédric et Bernard qui ont participé à l'avancement de ce travail en apportant une aide technique et humaine indispensable.

Je tiens à remercier vivement Denis Jongmans, Professeur à l'Université Joseph Fourier, d'avoir accepté de présider mon jury de soutenance. Ses propositions de correction du mémoire ont été particulièrement appréciées.

Je remercie également les membres du jury, Antonio Gens, Professeur à l'Université de Barcelone, ainsi que Djimedo Kondo, Professeur à l'Université de Lille, qui ont accepté d'être rapporteur de cette thèse. Leur lecture approfondie du mémoire et les conclusions très positives de leur rapport ont été très motivantes.

Un grand merci enfin à Frédéric Bernier qui a collaboré à ce travail dans le cadre du projet SELFRAC et qui a accepté de participer à son évaluation.

Je tiens à remercier toute de l'équipe du Professeur Robert Charlier à Liège qui m'a formidablement accueillie pour un court séjour en fin de thèse et tout particulièrement Frédéric Collin pour son ultradisponibilité.

Merci à Jean-François Daïan et à Hervé Denis du Laboratoire d'Etude des Transferts en Hydrologie et Environnement (Grenoble) qui m'ont permis d'utiliser certaines de leurs installations expérimentales afin de caractériser mes argiles.

Merci à tous les « aquarionauts », grâce à qui quelques questions essentielles de géomécanique ont été résolues (citons par exemple la rupture élastique). Mais aussi grâce à qui mes compétences en lançage de boulettes de papier se sont développées. Certains événements et les fous rires consécutifs resteront inoubliables. Merci également aux thésards et aux collègues hors aquarium avec qui j'ai partagé des cafés, des repas, des soirées.

Merci à tous mes amis et à toute ma famille de leur soutien régulier et de leurs encouragements.

Sempre en avant

RESUME

Le solution du stockage des déchets nucléaires en formations géologiques profondes est de plus en plus envisagée. Au cours des travaux d'excavation, la barrière naturelle est soumise à des sollicitations de déconfinement qui peuvent induire un endommagement important, et mener localement le matériau à la rupture. Les conditions d'écoulement des fluides et la perméabilité du massif peuvent se trouver fortement modifiées du fait de cet endommagement, mettant ainsi en jeu la sûreté du site.

Notre travail de recherche a consisté en la caractérisation expérimentale du comportement hydromécanique de deux roches argileuses : l'argile de Boom (site de Mol, Belgique) et l'argile à Opalinus (site du Mont Terri, Suisse). Des essais triaxiaux axisymétriques en condition saturée ont été réalisés afin d'étudier l'évolution de la perméabilité de ces deux roches en fonction de la contrainte isotrope d'une part et du déviateur d'autre part.

Les roches argileuses sont des géomatériaux aux comportements complexes liés à de nombreux processus couplés. L'existence d'interactions physico-chimiques fortes entre le fluide et les particules solides et la très faible perméabilité de ces matériaux ont nécessité l'adaptation du dispositif expérimental. Enfin des procédures spéciales de mesures de la perméabilité et de détection de la localisation de la déformation en bandes de cisaillement ont été développées.

Nous montrons que la rupture par localisation de la déformation ne modifie pas significativement la perméabilité de l'argile de Boom. En revanche, pour l'argile à Opalinus une forte augmentation de la perméabilité est mise en évidence dans le cas d'une importante fracturation sous faible confinement.

Mots Clés

Roches argileuses, mesure de perméabilité, rupture, endommagement, essai triaxial, localisation de la déformation, bande de cisaillement, étude expérimentale, argile de Boom, argile à Opalinus, gonflement.

ABSTRACT

Deep geological formations are now more and more considered as a potential site for the storage of nuclear waste. During excavation, a disturbed zone develops in which there can be considerable damaging and which can lead eventually to the failure of the rock. Fluid flow and permeability in the rock mass can be modified significantly by this damage, producing a possible security risk.

Our work consisted in an experimental study of the hydromechanical coupling of two argillaceous rocks: Boom clay (Mol, Belgium) and Opalinus clay (Mont-Terri, Switzerland). Triaxial tests were performed in a saturated state to study the permeability evolution of both clays with isotropic and deviatoric stresses.

Argillaceous rocks are geomaterials with complex behaviour governed by numerous coupled processes. Strong physio-chemical interactions between the fluid and the solid particles plus the very low permeability necessitated the modification of the experimental set up. In addition, specific procedures were developed to measure permeability and to detect strain localisation in shear bands.

We show that for Boom Clay, permeability is not significantly influenced by strain localisation. For Opalinus clay, fracturing can induce an increase of the permeability at low confining pressure.

Key words

Argillaceous rocks, permeability measurement, failure, damaging, triaxial test, strain localisation, shear band, experimental study, Boom Clay, Opalinus Clay, swelling.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 LES ROCHES ARGILEUSES	5
I.1. Définitions et Classifications	6
I.1.1. Les roches argileuses	6
I.1.2. Argiles raides et argiles tendres	10
I.1.3. Argiles surconsolidées	11
I.2. Les roches argileuses : une structure complexe	12
I.2.1. La formation des roches argileuses	12
I.2.2. La microstructure des argiles	14
I.3. Les roches argileuses : un milieu poreux	19
I.3.1. La porosité	20
I.3.2. Méthodes de mesure de la porosité	20
I.3.3. Les différents types de pores	21
I.3.4. Définition du milieu poreux	22
I.3.5. La porosité des argiles	21
I.4. Le comportement hydromécanique des roches argileuses	25
I.4.1. Les couplages Thermo-Hydro-Chemo-Mécaniques (THMC) : généralités	25
I.4.2. Le couplage hydromécanique	26
I.4.3. Comportements HM des roches argileuses naturelles en conditions saturées	28
I.5. Conclusions	53
CHAPITRE 2 DISPOSITIF EXPERIMENTAL	55
II.1. L'installation triaxiale	56
II.1.1. La cellule triaxiale	56
II.1.2. Les générateurs de pression et les régulateurs électroniques associés	58
II.1.3. Acquisition des mesures et logiciel de contrôle	59
II.2. Les capteurs	60
II.3. Contrôle de la température	60
II.4. Capteurs de déplacement locaux	61
<u>ETUDE EXPERIMENTALE DE L'ARGILE DE BOOM</u>	65
CHAPITRE 3 ETAT DE L'ART ET PROCEDURES EXPERIMENTALES	67
III.1. Etude bibliographique	68
III.1.1. Propriétés physiques et géomécaniques de l'argile de Boom	68
III.1.2. Comportement Hydromécanique	71
III.2. Prélèvement, stockage et préparation des échantillons	85
III.2.1. Prélèvement et stockage	85
III.2.2. Préparation des éprouvettes cylindriques	86
III.3. Protocoles expérimentaux	88
III.3.1. Saturation des circuits interstitiels : eau synthétique pour l'argile de Boom	88
III.3.2. Mise en place de l'échantillon	89
III.4. Essais réalisés sur l'argile de Boom	90
III.4.1. Programme des essais	90
III.4.2. Procédures d'essais	93

III.4.3. Traitement des données	101
CHAPITRE 4 PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS	103
IV.1. Caractérisation de l'argile de Boom	104
IV.1.1. Les limites d'Atterberg	104
IV.1.2. Masse spécifique et teneur en CaCo_3	105
IV.1.3. Granulométrie	105
IV.1.4. Distribution de la taille des pores	105
IV.2. Essais de compression uniaxiale (essais BC13 et BC14)	108
IV.3. Essai de compression isotrope	110
IV.3.1. Compressibilité de l'argile de Boom	110
IV.3.2. Détermination de la contrainte de préconsolidation	112
IV.4. Essais de compression déviatoire	114
IV.4.1. Consolidation isotrope	114
IV.4.2. Charge déviatoire	121
IV.5. Détection expérimentale de la localisation de la déformation	135
IV.5.1. Cas d'une faible contrainte isotrope initiale ($p'_0=0,4$ MPa)	136
IV.5.2. Cas des contraintes isotropes initiales moyennes et élevées	141
IV.6. Perméabilité de l'argile de Boom	141
IV.6.1. Les mesures par impulsion («pulse test »)	141
IV.6.2. Les mesures de débit en régime permanent	148
IV.7. Conclusions sur le comportement HM de l'argile de Boom	157
<u>ETUDE EXPERIMENTALE DE L'ARGILE A OPALINUS</u>	159
CHAPITRE 5 ETUDE EXPERIMENTALE DE L'ARGILE A OPALINUS	159
V.1. Comportement HM de l'argile à Opalinus : état de l'art	160
V.1.1. Propriétés physiques et géomécaniques de l'argile à Opalinus	160
V.1.2. Comportement hydromécanique	164
V.2. Prélèvement, stockage et préparation des échantillons	172
V.2.1. Prélèvement et stockage	172
V.2.2. Préparation des échantillons	172
V.3. Protocoles expérimentaux	172
V.3.1. Essais de compression uniaxiale	172
V.3.2. Essais de compression triaxiale dans la cellule haute pression	173
V.4. Essais réalisés sur l'argile à Opalinus	174
V.4.1. Programme des essais	174
V.4.2. Procédures d'essais	175
V.5. Présentation et analyse des résultats	177
V.5.1. Caractérisation de l'argile à Opalinus	177
V.5.2. Essais de compression uniaxiale	180
V.5.3. Essais de compression triaxiale	182
V.5.4. Perméabilité de l'argile à Opalinus	188
V.6. Conclusion	190
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	193
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	197
LISTE DES FIGURES	207
LISTE DES TABLEAUX	213
LISTE DES PHOTOS	214
ANNEXES	215

INTRODUCTION ET CONTEXTE DE L'ÉTUDE

La plupart des pays possédant une industrie nucléaire étudient une solution durable de stockage de leurs déchets nucléaires de moyenne et haute activité à vie longue. Le stockage en couches géologiques profondes a été mis en œuvre dans un seul pays, les Etats Unis, mais plusieurs autres comme la France le préparent ou l'envisagent. Une vingtaine de laboratoires souterrains visent à étudier *in situ* les conditions d'un tel stockage, dans des structures cristallines, salines ou argileuses, au Canada, aux Etats Unis, au Japon, en Suède, en France, en Belgique et en Suisse notamment. Ces structures ont favorisé l'essor des études sur les comportements multiphasiques des géomatériaux dans le domaine de la géomécanique. Qu'il s'agisse des matériaux constituant la barrière ouvragée (argile fortement compactée et/ou de béton) ou de ceux constituant la barrière naturelle (roches ou roches argileuses), la maîtrise des processus couplés *chemo-thermo-hydro-mécaniques* est devenue essentielle afin d'évaluer leur comportement au cours des différentes phases de la vie d'un centre de stockage. Les enjeux, de nature multiple (environnementaux, économiques et politiques), sont considérables.

La première étape du développement d'un centre de stockage comprend la réalisation d'excavations (puits, galeries...) dans la couche géologique d'intérêt créant ainsi une zone perturbée (*disturbed zone*) ou endommagée (*damaged*) autour des zones excavées. La caractérisation de cette zone endommagée ou perturbée par l'excavation (EDZ) et la capacité à prédire son évolution dans le temps sont essentielles pour la sûreté à long terme des structures de stockage. Dans ce cadre général, le projet européen SELFRAC, du 5^{ème} PCRD, coordonné par le groupement *Euridice* (SCK.CEN – NIRAS/ONDRAF) et regroupant plusieurs partenaires européens scientifiques et industriels, étudie particulièrement les processus de fracturation et de cicatrisation des fissures dans l'EDZ et l'influence de ces processus sur la perméabilité de la couche hôte. Les couches géologiques étudiées sont les formations d'argile de Boom et d'argile à Opalinus dans lesquelles sont situés respectivement les laboratoires internationaux souterrains *HADES* (Mol, Belgique) et du Mont-Terri (Jura Suisse). Les fractures (autres que les discontinuités naturelles préexistantes) présentes dans l'EDZ peuvent être induites par le déconfinement brutal lié à l'excavation et/ou par la désaturation de la formation argileuse naturelle. Par la suite ces fractures peuvent se développer voire coalescer suite à des processus mécaniques (évolution lente de l'état de contrainte liée à la très faible perméabilité des matériaux, viscoplasticité) et/ou suite à des processus physico-chimiques d'altération (dissolution, oxydation). Mais ces fissures peuvent aussi se sceller ou se cicatriser. Dans quelle mesure

l'évolution de la fracturation dans l'EDZ et donc de la perméabilité peut-elle jouer sur la sûreté de la structure souterraine ?

Le travail de recherche que nous présentons dans ce mémoire a été développé dans le cadre de ce projet européen, ce qui a grandement favorisé l'avancement de nos travaux. Les objectifs clairement affichés sont *la caractérisation expérimentale du comportement hydromécanique de l'argile de Boom et de l'argile à Opalinus avec une attention toute particulière portée à l'évolution de la perméabilité en fonction d'un endommagement mécanique créé par une contrainte déviatoire.*

L'étude expérimentale est constituée essentiellement d'un ensemble d'essais de compression axisymétrique sur les deux roches argileuses. La difficulté principale de la caractérisation en laboratoire du comportement hydromécanique des roches argileuses est liée à la très faible perméabilité de ces matériaux. Aussi nous avons dû développer un certain nombre de procédures et de protocoles destinés à apporter une meilleure compréhension de leur comportement hydromécanique. Les résultats mettront en évidence, entre autre, des comportements hydromécaniques à la fois similaires et distincts pour les deux matériaux de l'étude. Une méthode originale de mesure de la perméabilité pour l'argile de Boom a par ailleurs été développée.

La présente introduction situe notre travail dans son contexte général (le couplage hydromécanique appliqué à la problématique du stockage des déchets nucléaires en formations géologiques profondes) et dans le contexte particulier du projet *SELFRAC*.

Le premier chapitre est une synthèse bibliographique concernant les roches argileuses. L'argile de Boom et l'argile à Opalinus ont en commun leur très faible perméabilité et une capacité de cicatrisation des fissures. Malgré tout, ces deux argiles sont deux roches argileuses aux propriétés physiques et au comportement hydromécanique très différents, ce qui est caractéristique de la nature transitionnelle des roches argileuses. Aussi, nous avons souhaité présenter une vue d'ensemble de cette catégorie particulière des géomatériaux. Nous verrons effectivement que certains facteurs, comme par exemple l'histoire des contraintes, la teneur en eau ou les interactions eau-argile, conduisent soit à des comportements de type « sol » soit à des comportements de type « roche ». Nous nous attacherons par ailleurs à décrire le réseau poreux que constituent les roches argileuses. Nous mettrons en avant les difficultés à caractériser leur comportement en général et les difficultés à mesurer leur perméabilité en particulier.

Le deuxième chapitre présentera le dispositif expérimental existant ainsi que les développements spécifiques que nous avons apportés afin de satisfaire à nos objectifs.

Les chapitres 3 et 4 sont consacrés à l'étude expérimentale de l'argile de Boom qui a constitué la plus grande part de notre travail. Dans le chapitre 3, nous présentons dans un

premier temps une étude bibliographique spécifique au comportement hydromécanique de l'argile de Boom. Dans un second temps, nous décrivons succinctement la nature du programme expérimental réalisé et nous détaillons l'ensemble des procédures et des protocoles expérimentaux que nous avons mis au point. Les choix qui ont été faits seront systématiquement justifiés. L'analyse des résultats de la campagne expérimentale ainsi qu'une critique des procédures utilisées seront proposées dans le chapitre 4.

Le chapitre 5 est consacré à l'argile à Opalinus. Après une étude bibliographique sur le comportement du matériau, une description de l'ensemble de la campagne expérimentale sera faite. Celle-ci comprend le programme des essais, les procédures expérimentales lorsqu'elles sont différentes de celles utilisées pour l'argile de Boom, et la présentation des résultats.

Finalement nous présenterons nos conclusions et les perspectives de ce travail. Nous synthétiserons certains des résultats obtenus pour formuler quelques remarques générales concernant le contexte de l'étude. Nous évoquerons les travaux qui pourraient être envisagés afin de compléter ces recherches ; certains de ces travaux, notamment sur le plan de la modélisation numérique sont déjà engagés.

CHAPITRE 1

LES ROCHES ARGILEUSES :

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I. LES ROCHES ARGILEUSES

Les roches argileuses sont une catégorie non négligeable des roches sédimentaires présentes sur Terre. Elles sont impliquées dans un grand nombre de problèmes de géotechnique environnementale (stabilité de pente, tassement, stabilité d'excavations souterraines pour le stockage des déchets nucléaires par exemple, extraction de ressources naturelles). Par ailleurs, le nombre et la complexité des ouvrages et des structures ayant considérablement augmenté, ces formations géologiques concernent de plus en plus le domaine du génie civil. Ainsi, développer les connaissances sur les roches argileuses s'est avéré nécessaire. Il a fallu pour cela dans un premier temps les définir et les classer puis, dans un second temps développer des outils expérimentaux (installations complexes pour étudier les comportements thermo-, hydro-, chemo-mécaniques caractéristiques des roches argileuses), théoriques (poroélastoplasticité par exemple, théorie des milieux non saturés) et numériques afin d'étudier, d'analyser et de prédire leur comportement mécanique (déformations et rupture).

Ce chapitre est une étude bibliographique générale sur les roches argileuses. Dans un premier temps nous définissons les roches argileuses en tentant de les situer parmi la large gamme des géomatériaux. Quelques exemples de classifications géologiques et géotechniques seront présentés mettant en évidence deux principales catégories : les roches argileuses de type « sol » et celles de type « roche ». Par la suite une description détaillée de la structure et de la microstructure est proposée pour mettre en évidence le caractère poreux et multiphasique des roches argileuses. Enfin, nous présentons les caractéristiques générales du comportement hydromécanique des roches argileuses et les facteurs dont il dépend. Nous verrons que celui-ci a des similitudes avec le comportement des sols mais aussi des roches. Une attention particulière sera portée à l'étude de la perméabilité et de son évolution en fonction d'une contrainte mécanique.

I.1. Définitions et Classifications

I.1.1. Les roches argileuses

Les roches argileuses sont la catégorie la plus importante des roches sédimentaires (50 à 75 %, *Morgenstern et Eigenbrod, 1974; Bérest et al., 2000*). Elles englobent un nombre important de roches ayant une forte proportion en minéraux argileux (>50%). Du point de vue

du comportement et des propriétés physiques et mécaniques (porosité, résistance et compressibilité) les roches argileuses appartiennent à une classe intermédiaire située entre les sols et les roches (*Morgenstern et Eigenbrod, 1974; Deen, 1981; Clayton et Serratrice, 1993; Krauter, 1993; Marinis, 1993; Johnston et Novello, 1994*). Elles sont plus raides et plus résistantes qu'un sol et certaines, comme l'argile à Opalinus ou l'argilite de Meuse/Haute Marne, ont des propriétés physiques et mécaniques semblables à celles des roches. Elles sont caractérisées par de fortes interactions entre la phase solide et la phase fluide. On distingue entre autres les argiles raides, les argiles fortement surconsolidées, les marnes, les argilites. La signification de ces termes n'est pas toujours très homogène et peut varier d'un auteur à l'autre. Excepté les argilites très compactes et très profondes, la plupart des roches argileuses appartiennent à la catégorie des roches tendres.

De nombreuses classifications existent proposées et développées par les géologues et les géomécaniciens. Ces classifications sont loin de faire l'unanimité et dépendent largement du point de vue adopté. Les classifications ont d'abord été des classifications à caractère géologique basées sur la granulométrie, la minéralogie, l'aspect (massif ou fissile), le degré de liaisons interparticulaires et le caractère induré ou tendre de ces matériaux. Les limites granulaires suivantes permettent, par exemple, de distinguer trois pôles de roches argileuses :

- ✖ < 2 à 5 μm : pôle argile
- ✖ 5 – 62 μm : pôle silteux
- ✖ 62 – 2000 μm : pôle sableux

Horseman et al., 1996 proposent par exemple une classification des roches limoneuses basée sur la taille des particules et dépendant du caractère laminé ou non des matériaux. *Heitz et Hicher, 2000* proposent quant à eux une classification des roches argileuses basée sur la densité sèche initiale. Ils mettent ainsi en évidence, à partir d'essais oedométriques et d'essais de compression triaxiale sur des argilites, trois classes de roches argileuses.

D'un point de vue géotechnique, l'étude des caractéristiques mécaniques et du comportement des roches argileuses a été longtemps négligée. La résolution de problèmes géotechniques consiste le plus souvent à extrapoler nos connaissances en mécanique des sols ou en mécanique des roches à ce type de matériaux tout en négligeant leurs caractéristiques propres. Une approche de type mécanique des sols est parfois utilisée dans le génie civil ce qui conduit le plus souvent à négliger le fait que les roches argileuses sont moins compressibles et plus fragiles que les sols. Prenons comme exemple la granulométrie qui, couplée aux valeurs des limites d'Atterberg qui caractérisent les états possibles d'un sol en fonction de sa teneur en eau, est à la base d'une classification internationale proposée en

1957 pour les sols (Unified Soil Classification, voir par exemple *Lambe et Whitman, 1979*). Cette dernière est largement utilisée en géotechnique dans le cas des roches argileuses. Dans les années 40, la problématique des glissements de terrains dans les argiles raides surconsolidées (*Skempton, 1948*) a constitué un point de départ des études sur le comportement de ces matériaux.

Ainsi depuis la fin des années 60, plusieurs classifications des roches argileuses basées sur des caractéristiques géotechniques ont été proposées. *Deen, 1981* et *Marinos, 1993* en font une revue détaillée et analysent les critères à la base de ces classifications. De nombreux critères de classification des roches argileuses existent ; citons par exemple : la résistance à la compression simple, la résistance au cisaillement, la compressibilité, l'histoire géologique, la nature des liaisons interparticulaires et le degré de cimentation, la densité sèche, les limites d'Atterberg, la perméabilité, etc... (*Skempton 1961* in *Bjerrum, 1967*; *Morgenstern et Eigenbrod, 1974*; *Krauter, 1993*; *Johnston et Novello, 1994*; *Horseman et al., 1996*; *Heitz et Hicher, 2000*).

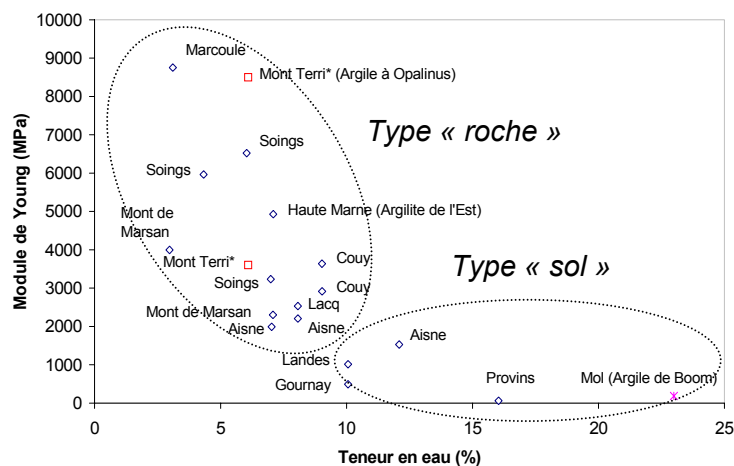


Figure I-1: Corrélation entre le module de Young et la teneur en eau pour quelques roches argileuses (modifiée de Bérest et al., 2000 ; *Martin et Lanyon, 2003).

Le caractère « induré » ou « tendre » des matériaux, essentiel pour l'ingénieur, a permis d'établir une distinction entre les roches argileuses de type sols et celles de type roches en se basant sur la nature et la résistance des liens interparticulaires (*Bjerrum, 1967*; *Morgenstern et Eigenbrod, 1974*; *Deen, 1981*). Une distinction est faite entre d'une part, les matériaux fortement compactés et cimentés (contenant des agents cimentant les particules d'argile, comme le carbonate de calcium) considérés de type roche (par exemples les argilites), et d'autre part les matériaux peu compactés et non cimentés, considérés de type sol. Plus généralement, la transition entre les sols indurés et les roches tendres peut se traduire par la diminution de la déformabilité des matériaux et le niveau de transition dépend de la contrainte moyenne effective. La déformabilité peut être caractérisée qualitativement

par la rigidité du matériau pouvant constituer la base de classifications. Dans *Bérest et al., 2000*, est présentée par exemple une corrélation entre le module de Young et la teneur en eau de plusieurs roches argileuses mettant en évidence l'existence de catégories de matériaux : les roches argileuses de type sol (module de Young et résistance faibles et teneur en eau élevée) et celles de type roche (module de Young et résistance élevé et teneur en eau faible, Figure I-1).

De même la résistance à la compression simple qui est un paramètre facilement déterminé en laboratoire, constitue souvent un premier niveau de classification. Il s'agit de la résistance maximale d'un échantillon soumis à un essai de compression uniaxiale. En 1985, un rapport technique de l'I.S.S.M.F.E. (*International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*) définissait les roches tendres comme la classe de matériaux géotechniques dont la résistance intacte à la compression simple est comprise entre 0,5 et 25 MPa (*Johnston et Novello, 1994*), les matériaux de type sol correspondent à la borne inférieure de cette gamme de variation, les matériaux de type roche, à la borne supérieure. Ce paramètre s'avère être très pratique pour un premier niveau de comparaison entre deux roches argileuses. Dans la littérature plusieurs gammes de résistance à la compression simple sont proposées pour qualifier les roches argileuses (*Marinos, 1993*). Ainsi des matériaux peuvent être considérés ou non comme des roches argileuses selon le critère choisi.

Les classifications existantes sont largement utilisées dans le domaine de l'ingénierie géotechnique et servent de guide dans l'analyse des comportements des sols et des roches. Cependant, si elles sont nécessaires, elles ne sont certainement pas suffisantes. Nous pouvons par exemple considérer une remarque de *Oliveira* cité dans *Marinos, 1993* : « la classification des roches fragiles (roches tendres, fissurées et érodées dans le contexte) devraient prendre en compte les propriétés différées de celles-ci, mais aussi les propriétés de désagrégation et de gonflement puisqu'elles conditionnent fortement le comportement lorsqu'il y a des variations de teneur en eau et d'état de contrainte ». Cette remarque est largement applicable à l'ensemble des roches argileuses.

Dans le cadre du stockage des déchets radioactifs dans des formations argileuses, les couches hôtes géologiques envisagées sont situées à moyenne ou grande profondeur (entre 200 et 600 mètres de profondeur selon les sites répertoriés actuels). Ainsi les roches argileuses étudiées dans ce cadre là sont souvent raides et surconsolidées. Il nous apparaît donc essentiel de définir clairement ces notions.

I.1.2. Argiles raides et argiles tendres

I.1.2.1. Rappel : les limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg et les indices qui leur sont associés ont été développés pour caractériser les différents états (solide, semisolide, plastique et liquide) sous lesquels un sol fin peut exister. La nature de l'état dans lequel est le sol dépend de sa teneur en eau w (de l'état solide à l'état liquide w varie de 0 à 100%). La limite entre chaque état est définie par une valeur particulière de la teneur en eau : la limite de retrait w_s , la limite de plasticité w_p et la limite de liquidité w_l .

L'indice de plasticité IP est défini comme étant la teneur en eau nécessaire pour faire passer un sol de l'état solide ($w < w_p$) à un état liquide ($w > w_l$) et est défini comme suit :

$$IP = w_l - w_p \quad (\text{Eq. 1})$$

I.1.2.2. Argiles raides

D'après Terzaghi (Terzaghi, 1936), les argiles peuvent être considérées comme « raides » si leur indice de liquidité LI est inférieur à 0.5. L'indice de liquidité est défini par l'équation 2 où w_n est la teneur en eau naturelle, w_p est la limite de plasticité et IP est l'indice de plasticité de l'argile.

$$LI = \frac{(w_n - w_p)}{IP} \quad (\text{Eq. 2})$$

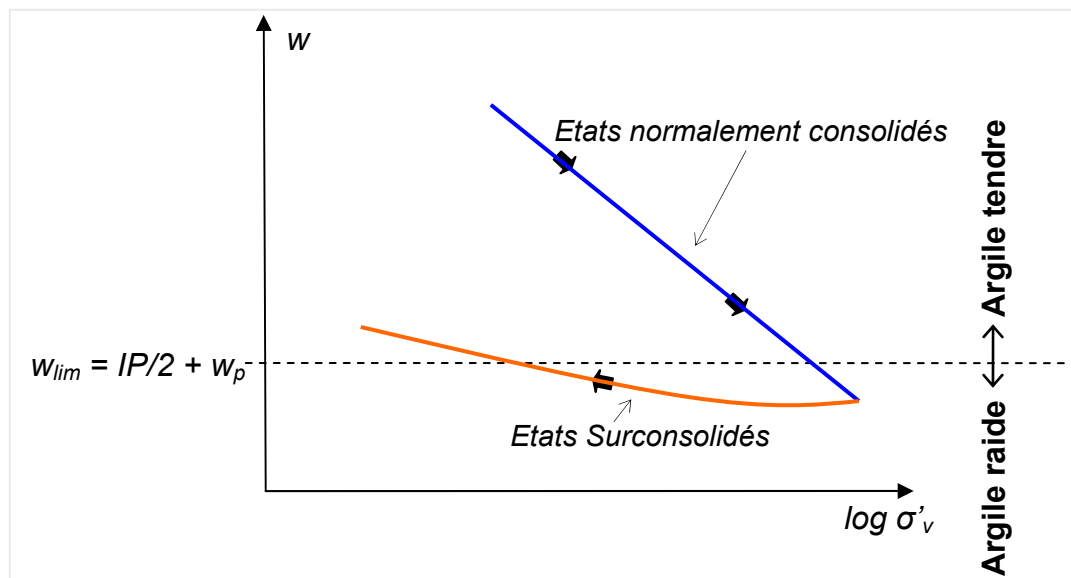


Figure I-2: Définition d'une argile raide (modifiée de Lancellotta, 1995).

La Figure I-2 représente de manière schématique dans un plan de compression l'évolution de la teneur en eau en fonction de la contrainte effective verticale. L'équation 2 est traduite sur cette courbe par une valeur limite de la teneur en eau en dessous de laquelle une argile est raide. Cette valeur est exprimée en fonction de la limite de plasticité w_p et de l'indice de plasticité IP . La Figure I-2 montre qu'il existe quatre états possibles pour une argile. Celle-ci peut être raide normalement consolidée ou raide et surconsolidée. La même argile peut être tendre dans un état normalement consolidée ou surconsolidée. Les argiles qualifiées de raides sont en général caractérisées par une teneur en eau inférieure à 10% et sont considérées de type « roche ». On observe par ailleurs une assez bonne corrélation entre la teneur en eau et le module d'Young (Figure I-1). Cette corrélation indique que les argiles raides ont un module d'Young supérieur à 2000 MPa pour des teneurs en eau inférieure à 10%. Cette corrélation permet par ailleurs de dire que plus les argiles sont raides (au sens de Terzaghi) plus leur comportement est raide (au sens de la rigidité).

I.1.2.3. Argiles plastiques

Les argiles plastiques sont caractérisées par une teneur en eau plus importante (supérieure à 10%) et un indice de plasticité élevé. Une argile sera d'autant plus plastique que sa teneur en eau sera proche de sa limite plastique. Leur rigidité est moindre : ce sont des matériaux argileux de type « sol ». L'indice de plasticité sera d'autant plus grand que la fraction argileuse (pourcentage en masse de particules dont le diamètre est inférieur à 2 μm) sera importante. L'importance de la minéralogie sur les propriétés physiques et le comportement des argiles sera discutée ultérieurement.

Le caractère tendre ou induré dépend donc fortement de la teneur en eau du matériau qui elle même dépend, entre autre, de la contrainte effective moyenne appliquée (Figure I-2). Ainsi on peut écrire qu'une argile est d'autant plus raide qu'elle est profonde. *Bérest et al., 2000* précisent, en s'appuyant sur une série d'analyses effectuées sur une douzaine de roches argileuses, que les argiles plastiques proviennent en général de profondeurs inférieures à 350 mètres.

I.1.3. Argiles surconsolidées

Les argiles surconsolidées sont caractéristiques de couches argileuses formées au cours de l'ère Tertiaire sur l'échelle des temps géologiques (entre 60 millions et 1.5 millions d'années avant notre ère). Ces couches argileuses se sont formées par dépôts successifs de sédiments. Elles ont été recouvertes par une certaine épaisseur de matériaux ou de glace (périodes glaciaires) supérieure à celle observée aujourd'hui. Le taux de surconsolidation

OCR exprime le rapport entre la contrainte verticale maximale $\sigma'_{v \max}$ ayant existé et la contrainte verticale actuelle σ'_{v0} :

$$OCR = \frac{\sigma'_{v \max}}{\sigma'_{v0}} \quad (Eq. 3)$$

Lorsque *OCR* est supérieur à 1, le matériau est surconsolidé, c'est-à-dire que le matériau a été soumis à une contrainte effective verticale plus importante que la contrainte actuelle σ'_{v0} . Une argile normalement consolidée a un *OCR* égal à 1. D'après la Figure I-2, une argile surconsolidée peut être ou non raide selon sa teneur en eau et une argile normalement consolidée est raide à grande profondeur, là où les teneurs en eau sont les plus faibles.

I.2. Les roches argileuses : une structure complexe

I.2.1. La formation des roches argileuses

Les minéraux argileux, base de la structure des roches argileuses, proviennent de l'altération et de la dégradation de roches dans un certain milieu dont les caractéristiques physiques (température, pression, pH...) sont responsables de la diversité des argiles. Ces produits d'altération et de dégradation se déposent pour former des couches successives qui se structureront au fil du temps. La structure est définie comme l'arrangement interparticulaire associé aux liens interparticulaires (« fabric + bonding », *Mitchell, 1976* cité dans *Burland, 1990*). Le développement d'une structure, caractérisé par le développement de liens entre les particules et par une cimentation des particules au cours de l'histoire géologique du sol, apparaît dès les premiers temps du dépôt (*Clayton et Serratrice, 1993*). La Figure I-3 est une représentation schématique de l'histoire géologique d'une roche argileuse et met en évidence l'importance de la nature des liaisons entre les particules d'argile. L'histoire géologique inclut l'histoire des contraintes (cycle de charge-décharge ou bien encore de déposition-érosion) à laquelle est soumise la formation argileuse, la diagénèse et la formation de discontinuités au cours d'événements tectoniques par exemple.

Au moment de la déposition, la teneur en eau des sédiments est très élevée. Le processus de déposition avançant, la contrainte verticale (pression lithostatique) sur les couches inférieures de sol augmente et l'eau interstitielle est expulsée ce qui induit une diminution de la teneur en eau et de la porosité. C'est la phase de consolidation naturelle du matériau, phase pendant laquelle les sédiments se déforment pour former des roches très compactes à grande profondeur. Le matériau est alors sur un chemin normalement consolidé. La structuration du matériau s'ajoute à l'effet de la pression lithostatique croissante et confère au dépôt une plus grande porosité que celle qu'il y aurait si les forces de gravité étaient

seules présentes (Leroueil et Vaughan, 1990). Ainsi la structure définit des états possibles d'existence supplémentaires pour le matériau (Figure I-4). Si le processus de déposition s'arrête et une phase d'érosion débute, la contrainte effective verticale va diminuer et la teneur en eau augmenter à nouveau. Cependant l'amplitude de l'augmentation de la teneur en eau est nettement inférieure à sa diminution pendant la phase de consolidation. Le matériau se situe alors sur un chemin surconsolidé. On observe que, pour une même valeur de contrainte effective, le matériau surconsolidé a une teneur en eau, une porosité et donc une densité et une perméabilité nettement inférieure à celles dans l'état normalement consolidé.

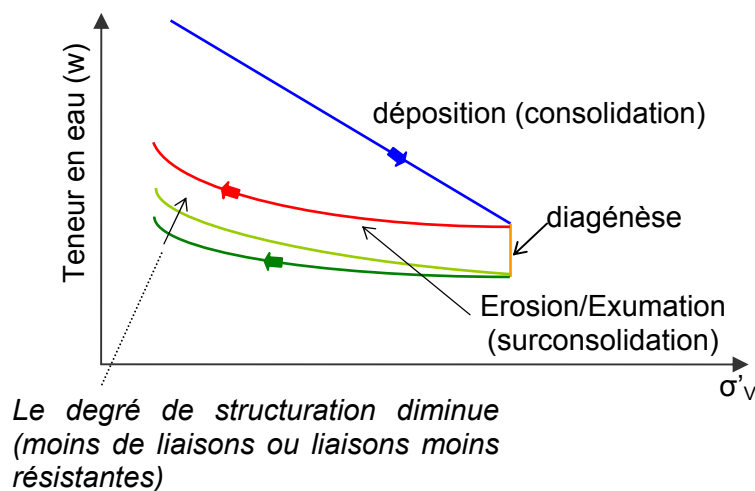


Figure I-3: (a) Histoire géologique d'une argile surconsolidée liée à la variation de contrainte verticale dans le temps (d'après Bjerrum, 1967).

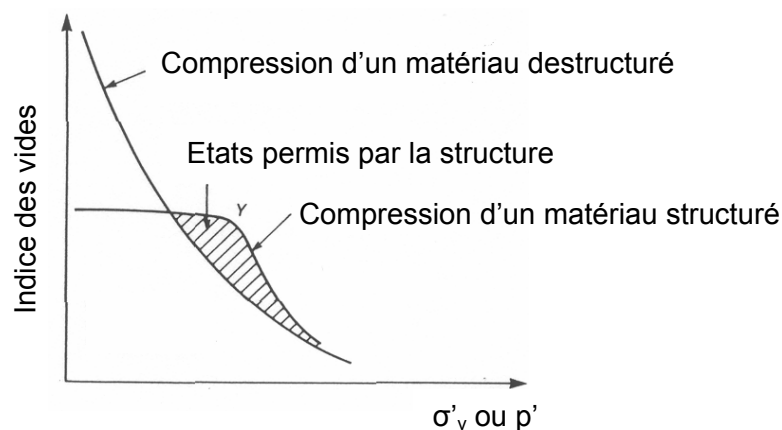


Figure I-4: Comparaison entre les résultats d'une compression oedométrique sur un matériau structuré et un matériau non structuré (Leroueil et Vaughan, 1990).

Si il existe un temps très long entre la fin du processus de déposition (stabilisation du poids des sédiments sus-jacents ou très faibles variations de celui-ci) et le début de l'érosion, alors

d'après *Bjerrum, 1967* le matériau maintenu sous une contrainte effective constante a une teneur en eau qui diminue : au cours de cette phase, appelée diagénèse, des liens interparticulaires se développent et se renforcent soit par transformations minéralogiques (recristallisations) qui peuvent survenir à la zone de contact entre deux particules si les conditions de pression et de température sont adéquates, soit par précipitation d'espèces chimiques dans l'espace poral induisant une cimentation des particules. Plus la « force » des liens interparticulaires est importante moins l'augmentation de la teneur en eau sur le chemin de décharge sera importante (Figure I-3). Les propriétés des roches argileuses vont donc dépendre de l'histoire des contraintes mais aussi de la nature de leur structure. La porosité et la teneur en eau peuvent être des indicateurs de ces deux processus.

Tout processus ayant une influence sur la nature des liaisons interparticulaires, et donc sur la structure aura une influence sur le comportement hydromécanique des roches argileuses. Ainsi la structure de l'échantillon testé en laboratoire dépendra fortement des processus d'altération et de dégradation subis par le matériau.

I.2.2. La microstructure des argiles

L'intérêt porté à la structure et à la microstructure des argiles n'est pas récent (*Casagrande, 1932* cité par *Delage et al., 1996*, *Lambe, 1958*; *Morgenstern et Tchalenko, 1967*, *Diamond 1970*). Beaucoup d'auteurs s'accordent à dire que l'étude de la microstructure est essentielle à l'analyse des comportements macroscopiques (*Lambe, 1958*; *Delage et Lefebvre, 1984*; *Leroueil et Vaughan, 1990*; *Delage et al., 1996*; *Romero, 1999*; *Kwon et al., 2004a*) à la fois sur des matériaux naturels et remaniés. Le développement des techniques d'analyse de la microstructure des géomatériaux permet aujourd'hui d'observer des dimensions extrêmement petites de l'ordre du micron (MEB, diffraction rayons X, diffusion des rayons X aux petits angles, rayonnement synchrotron...) élargissant ainsi les études à de très larges gammes de roches argileuses, allant de celles de type « sol » à porosité relativement élevée aux argillites très compactées. Ces études ont permis de mettre en évidence les éléments essentiels de la microstructure des argiles qui ont une influence sur les propriétés (plasticité, gonflement, résistance, perméabilité, succion) et le comportement thermo-hydro-chemo-mécanique (THMC) des argiles. Ces éléments sont la composition minéralogique (nature des minéraux en présence), l'arrangement particulaire (disposition des particules les unes par rapport aux autres et nature des liaisons qui les unissent) et la présence d'eau (nature de l'eau et de l'interface solide-liquide). Dans les paragraphes suivants, nous décrirons succinctement cette microstructure ainsi que ses propriétés essentielles afin de comprendre dans quelle mesure elle joue un rôle dans le comportement hydromécanique des roches argileuses.

I.2.2.1. Microstructure de base

D'un point de vue minéralogique les argiles ont une structure feuilletée: ce sont des phyllosilicates. La plupart de ces minéraux ont une forme allongée et aplatie et sont de dimension très variable. Il existe deux principales familles de structures unitaires, bases de la microstructure des argiles: l'unité structurale siliceuse ou tétraédrique et l'unité alumineuse ou octaédrique (Figure I-5). L'unité tétraédrique est composée d'un atome de silice (Si^{4+}) entouré par 4 atomes d'oxygène (O^{2-}) équidistants de l'atome de silice. L'unité octaédrique est composée d'un atome d'aluminium (Al^{3+}) ou parfois de magnésium (Mg^{2+}) entouré par 6 groupes hydroxydes (OH^-). Ces 2 structures minérales unitaires peuvent se combiner et former ainsi des feuillets d'argile. On distingue deux familles de feuillets d'argile : les feuillets 1:1 ou TO composés d'une couche tétraédrique T liée à une couche octaédrique O (structure dissymétrique typique des kaolinites, épaisseur moyenne 0.7 nm) et les feuillets 2:1 ou TOT composé d'une couche octaédrique entourée de deux couches tétraédriques (structure symétrique typique des illites et des smectites notamment, épaisseur moyenne 0.9 nm). Ces feuillets de base sont représentés dans la Figure I-6 sous leur forme symbolique.

I.2.2.2. Structure globale

La structure générale d'une argile correspond à un empilement de feuillets qui forment ainsi une particule d'argile (on parle également de cristallites, de plaquettes ou d'amas de feuillets). La particularité d'une argile réside dans le nombre de couches empilées et donc dans l'épaisseur de la particule. La nature de ces empilements varie en fonction de divers paramètres : la présence de cations interfoliaires (K^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} le plus souvent), la nature des liaisons interfoliaires, l'orientation et l'arrangement des feuillets et la surface accessible à l'eau. Ces propriétés sont à la base d'une classification des argiles en cinq grandes familles:

- ✕ les kaolinites
- ✕ les illites,
- ✕ les smectites (montmorillonite, vermiculite),
- ✕ les chlorites,
- ✕ les interstratifiés (empilement de feuillets ou de particules appartenant à des familles différentes).

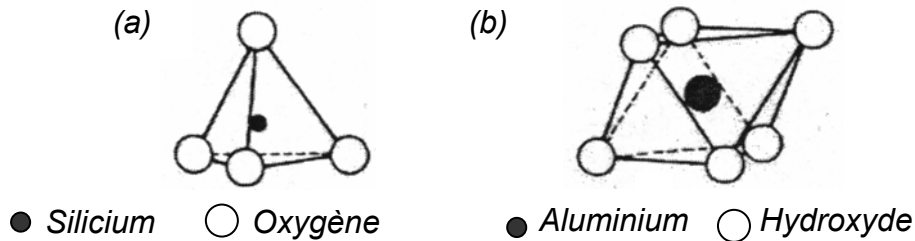


Figure I-5: Structure minérale de base des argiles : (a) structure tétraédrique et (b) octaédrique.

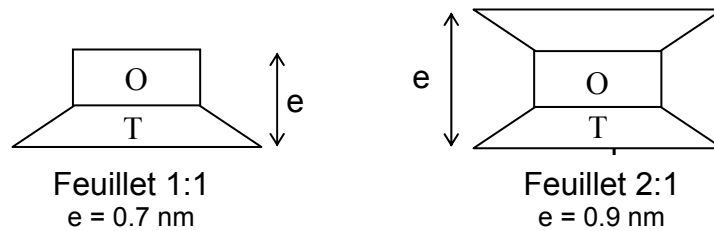


Figure I-6 : Représentation symbolique des deux familles de minéraux argileux.

Cette classification est donc basée sur:

- ✱ Le type de feuillet (morphologie et rigidité des empilements OT ou TOT) : la kaolinite par exemple est un empilement de feuillets OT liés entre eux par des forces hydrogènes et des forces de Van der Waals. L'empilement forme des plaquettes rigides (cristallites).
- ✱ La nature des espèces interfoliaires (type et charge de l'espèce) : les feuillets ne sont pas nécessairement électriquement neutres car des substitutions ioniques dans le réseau cristallin peuvent induire un déficit de charges positives (exemple: Si^{4+} tétraédrique substitué par un Al^{3+}). Ceci engendre une charge nette négative du feuillet. L'électroneutralité est préservée par la présence de cations interfoliaires interchangeables qui peuvent être des cations anhydres ou des cations hydratés ou une couche continue d'hydroxydes (cations compensateurs). La nature de ces cations interfoliaires détermine la nature des interactions entre 2 feuillets c'est-à-dire le type de liaisons interfoliaires qui définit notamment la rigidité de la liaison, la distance interfoliaire et qui détermine les interactions avec l'eau. En effet, la classe des smectites par exemple est caractérisée par un fort déficit de charges compensé par un grand nombre de cations interfoliaires hydrophiles (Ca^{2+} , Mg^{2+} , etc...). De ce fait les molécules d'eau vont pénétrer facilement l'espace interfoliaire favorisant ainsi le gonflement. A l'inverse la famille des kaolinites est caractérisée par une absence totale d'espèces interfoliaires empêchant l'eau d'y pénétrer. Les feuillets fortement liés entre eux forment des plaquettes rigides.

- ✱ La surface spécifique interfoliaire représentent les surfaces accessibles à l'eau.
- ✱ La nature des forces entre les éléments (attraction, répulsion ou friction interparticulaire) est de nature variable en fonction notamment de l'échelle considérée et de la distance sur laquelle elles s'exercent. Deux types de liaisons existent à l'échelle nanométrique des particules d'argile :
 - Les liaisons covalentes ou ioniques existantes entre les éléments Si et O (structure tétraédrique) ou Al et O (structure octaédrique). Ce sont des liaisons très fortes qui peuvent difficilement être rompues,
 - Les liaisons interfoliaires et interparticulaires : les *liaisons coulombiennes* (interfoliaires) dues à la présence des cations compensateurs entre les feuillets comme les ions K⁺ dans l'illite, les *liaisons hydrogènes*, les *forces de Van der Waals* (les plus faibles).

Les liaisons entre minéraux argileux ne sont pas les seules à l'origine du comportement des roches argileuses pour lesquelles l'eau joue un rôle important. Il convient ainsi d'étudier les interactions « eau-argile » caractérisées par des liaisons susceptibles d'être à l'origine de phénomènes macroscopiques comme le gonflement ou le fluage des roches argileuses.

I.2.2.3. Système « eau-argile »

« *The influence of water on the behaviour of clays is tremendous* » (Lambe, 1958).

L'eau interstitielle et l'eau au contact d'échantillons saturés peuvent considérablement influencer le comportement mécanique des roches argileuses (Di Maio, 2004b, 2004c). L'étude de l'influence de la présence d'eau dans les roches argileuses consiste à considérer les paramètres suivants : la masse d'eau, la nature de l'eau (concentration, pH, nature des liens avec les particules solides, ...) et la pression. Dans cette partie nous nous attacherons à décrire les liaisons existantes dans le système « eau-argile ».

Tout d'abord la structure chargée des particules d'argile permet d'identifier trois sites de fixations des molécules dipolaires d'eau (Tarantino, 2005) :

- ✱ Les molécules d'eau peuvent être adsorbée sur la surface du feuillet par des liaisons hydrogènes, par adsorption polaire et par des forces de Van der Waals. Ces molécules d'eau forment une couche d'eau dite adsorbée (molécules d'eau fortement liées).
- ✱ Les molécules d'eau peuvent se fixer à l'intérieur de la particule c'est-à-dire dans l'espace interfoliaire. Lorsque ce mécanisme se produit (cela dépend de la

nature des cations interfoliaires qui peuvent être des sites hydrophiles ou hydrophobes) le volume du feuillet augmente et l'on observe du gonflement. C'est le cas des smectites qui ont une capacité de rétention d'eau cinq fois plus importante que les kaolinites. La théorie qui permet de décrire ce mécanisme est la théorie de la double couche diffuse décrite ci-dessous. Cette eau ne peut être évacuée sans déstructurer la roche.

✱ Enfin, les molécules d'eau peuvent se fixer entre les particules par effet osmotique : la concentration de cation à mi-distance entre deux particules est plus importante que celle dans l'eau libre. Cette eau peut-être aussi considéré comme adsorbée.

1.2.2.3.1 Théorie de la double couche diffuse

Les interactions entre les feuillets d'argile chargés négativement et le fluide composé d'eau et d'ions en solution, peuvent être interprétées physiquement par le modèle de la double couche diffuse, développée par Gouy et Chapman (discutée dans *Lambe, 1958; Delage et al., 1996; Van Damme, 2002*).

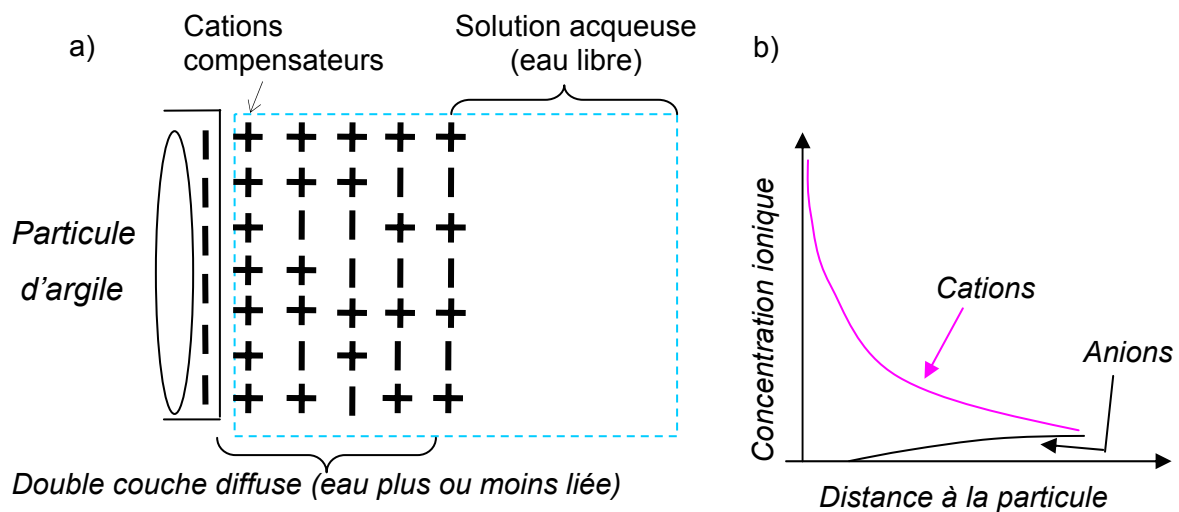


Figure I-7: (a) la double couche diffuse du système eau-argile ; (b) concentration de ces ions dans cette couche.

Cette théorie repose sur l'existence, à proximité d'une surface chargée (la particule d'argile a une charge globalement négative), d'une couche dite diffuse (solution électrolytique telle que l'eau) possédant des propriétés différentes de celles du « réservoir » contenant cette solution. Au delà d'une certaine longueur, la couche diffuse récupère les propriétés du

réservoir. Dans la couche diffuse, la distribution des contre-ions (cations compensateurs dans le cas des feuillets) est déterminé à la fois par les interactions électrostatiques avec la surface et par les mécanismes de diffusion liés à l'agitation thermique. Ces derniers tendent à rétablir l'équilibre avec le réservoir. Lorsqu'un feuillet d'argile est en contact avec une solution aqueuse, selon la théorie de la double couche diffuse, les molécules d'eau sous forme polaire (H^+ , OH^-) se trouvent orientées par les cations compensateurs présents dans l'espace interfoliaire. Il se forme alors une première couche monomoléculaire d'eau fortement liée au feuillet et à l'autre extrémité de cette couche, d'autres dipôles d'eau sont attirés (Figure I-7). L'intensité de la liaison décroît avec la distance pour aboutir à l'eau libre en bout de chaîne.

En résumé, les particules d'argile sont entourées de deux couches d'eau : une couche d'eau au plus près de la particule, adsorbée et non mobilisable et une couche d'eau libre mobilisable par un écoulement.

Ainsi la distance entre particules et le recouvrement des doubles couches diffuses conditionnent certaines propriétés des roches argileuses notamment l'arrangement des particules argileuses (orientation, géométrie...), leur rigidité, les mécanismes de floculation et de dispersion, les mécanismes de variation de volume (notamment le gonflement), la cohésion et les propriétés d'écoulement. En effet l'épaisseur de la couche d'eau libre sera d'autant moins importante que les particules seront proches les unes des autres.

Cette théorie reste néanmoins limitée pour décrire et comprendre les comportements des roches argileuses. Les particules sont supposées infinies et parallèles et par ailleurs, la théorie ne permet pas de prendre en compte les forces liées aux mouvements d'eau (force de filtration, succion capillaire, ...). L'interprétation des mécanismes à l'échelle de la particule d'argile permet de décrire qualitativement certains mécanismes macroscopiques mais ne permet en aucun cas de les quantifier.

I.3. Les roches argileuses : un milieu poreux

Nous venons de décrire les paramètres principaux permettant de définir différentes microstructures du système « argile + eau ». Ces structures forment des réseaux poreux plus ou moins complexes dont la taille des pores peut varier de quelques nanomètres à plusieurs centaines de micromètres. Les caractéristiques du milieu poreux (taille des pores, géométrie des pores, interconnexions) vont déterminer les niveaux d'accès à un fluide et les propriétés d'écoulement du fluide dans le réseaux sans oublier les fissures qui forment une porosité particulière.

I.3.1. La porosité

La porosité est une grandeur macroscopique qui permet de quantifier le volume non occupé par le solide. Numériquement, la porosité totale est définie comme le rapport entre le volume total des vides v_v et le volume total v_t du volume élémentaire représentatif :

$$n = \frac{v_v}{v_t} = \frac{e}{1 + e} \quad (\text{Eq. 4})$$

L'équation (1) exprime par ailleurs le lien entre la porosité totale et l'indice des vides e d'un milieu poreux qui est égal au rapport entre v_v et le volumes solide v_s . Dans le cas d'un milieu saturé, l'équation 4 peut s'écrire:

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (\text{Eq. 5})$$

avec:

ρ_d : masse volumique sèche (g/cm^3)

ρ_s : masse spécifique des grains (2,6 à 2,8 g/cm^3 pour les argiles, *Lambe et Whitman, 1979*).

I.3.2. Méthodes de mesure de la porosité

De nombreuses méthodes pour déterminer la porosité d'un échantillon en laboratoire existent. Larive (*Larive, 2002*) présente et discute la plupart de ces méthodes. L'auteur distingue les mesures directes des mesures physiques (ou mesures indirectes) de la porosité. Certaines méthodes permettent de déterminer seulement la porosité connectée de l'échantillon (méthode par saturation de fluide, méthode par détente de gaz). D'autres comme la méthode par broyage ou la méthode électrique permettent d'évaluer la porosité totale. Les mesures indirectes permettent d'évaluer d'autres paramètres que la porosité. Des mesures acoustiques vont permettre notamment un suivi des écoulements dans le milieu poreux.

La porosimétrie mercure est un outil d'analyse de la microstructure des argiles performant qui permet d'obtenir la distribution de la taille des pores du milieu. Les données obtenues par porosimétrie mercure, combinées à des analyses d'images de la microstructure, permettent d'étudier les facteurs influençant la microstructure d'un matériau et de ce fait les facteurs ayant des effets sur ses propriétés hydromécanique (*Delage et Lefebvre, 1984; Leroueil et al., 1990; Romero, 1999*). Cette méthode couramment utilisée en laboratoire permet d'évaluer la porosité effective et la porosité piégée d'un échantillon. Elle est basée sur le principe qu'un liquide non mouillant ne pénétrera pas dans les pores d'un solide sans qu'aucun effort ne soit exercé sur celui-ci. Washburn, en 1921, propose une relation entre la

pression P nécessaire à l'intrusion du fluide non mouillant dans des pores cylindriques de rayon r (dans *Griffiths et Joshi, 1989*):

$$P = -2\gamma * \frac{\cos \theta}{r} \quad (\text{Eq. 6})$$

avec:

γ : tension de surface du liquide [N/m]

θ : angle de contact entre le liquide et le solide [°].

Expérimentalement, une double intrusion est souvent appliquée, mettant en évidence trois types de porosité: une porosité effective (1^{ère} intrusion), une porosité piégée (après retrait du mercure) et une porosité libre (2^{ème} intrusion). La méthode a cependant ses limites : l'équation de Washburn est basée sur l'hypothèse que tous les pores sont des cylindres (conduits de rayon constant). Pratiquement, les rayons exprimés par porosimétrie mercure sont les rayons de cylindres équivalents. Dans le cas des roches argileuses cette hypothèse est largement discutable. D'autre part, cette technique ne permet pas d'accéder à tous les pores : aux basses pressions les pores de petite taille ne sont pas atteints et enfin les pores de très petite taille peuvent « cacher » des pores de plus grande taille.

I.3.3. Les différents types de pores

A l'échelle microscopique comme à l'échelle macroscopique on distingue différents types de pores sur la base d'un diamètre effectif et de la pression capillaire qui lui est relative. Les pores dont le diamètre est supérieur à 1 μm sont des macropores. Les pores dont le diamètre est compris entre 0,1 et 1 μm sont des mésopores. Les pores dont le diamètre est inférieur à 0,1 μm sont appelés des micropores. On définit également une ultra-porosité ou infraporosité lorsque les pores ont un diamètre inférieur à 20 nm (*Romero, 1999*). Les écoulements ne peuvent avoir lieu que dans les macropores. Le Tableau I-1 reprend cette classification.

Type de pores		Diamètres de pores considérés (μm)
Macropores	type capillaires	$10 < d < 100$
	type microcapillaires	$1 < d < 10$
Mésopores		$0,1 < d < 1$
Micropores		$0,02 < d < 0,1$
Infrapores		$d < 0,02$

Tableau I-1: Classification des types de pores en fonction du diamètre effectif (d'après *Romero, 1999*).

L'ensemble de tous les pores ainsi définis constituent la porosité d'un matériau à laquelle il faut ajouter la porosité des fissures. Les fissures sont des discontinuités dont la contribution au volume poreux total est fonction de la nature des roches. En effet pour les roches argileuses dont la porosité est très faible, la porosité de fissure sera prédominante. Les fissures sont généralement définies par leur ouverture, leur allongement et leur degré d'interconnexions.

I.3.4. Définition du milieu poreux

Le milieu poreux est défini comme la superposition, à l'échelle macroscopique, de milieux continus évoluant avec des cinématiques différentes tout en interagissant sur le plan mécanique et tout en échangeant de l'énergie et de la matière. Nous considérerons la superposition de deux milieux continus: une matrice solide et un ensemble de vides inclus dans cette matrice (espace interstitiel) (Coussy, 2004) (Figure I-8). Le fluide poral remplit les vides (fluide interstitiel). Ce fluide peut-être un gaz ou un liquide. L'espace poreux connecté (ou porosité connectée) est l'espace dans lequel le fluide peut s'écouler. Deux points distincts de cet espace peuvent être reliés par un chemin le long duquel la phase fluide ne cesse d'être continue. La porosité occluse est contenue dans la matrice solide et peut ne pas être saturée. Aucun écoulement au travers de la porosité occluse n'est possible.

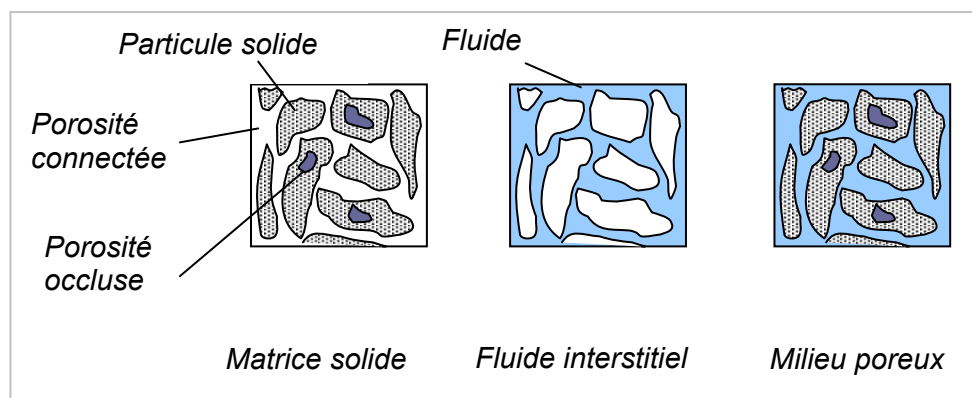


Figure I-8: le milieu poreux vu comme la superposition de deux milieux continus: au même point géométrique coïncident une particule du squelette et une particule fluide (d'après Coussy, 1991).

I.3.5. La porosité des argiles

Les cinq familles d'argile précédemment citées et décrites ont des structures diverses. On distingue des structures très complexes en paquets de feuillets formant des réseaux

périodiques connectés (cas des smectites pures) ou bien des structures moins complexes constituées de plaquettes rigides aisément individualisables appelées cristallites (cas des kaolinites et des illites pures). *Van Damme, 2002* présente des photographies, obtenues au microscope électronique, de structures révélant trois niveaux de porosité : une porosité lamellaire (porosité entre les feuillets, difficilement accessible), une porosité entre plaquettes rigides (cas des kaolinites) et une porosité entre particules d'argile.

Pour des niveaux de compaction moyens, la plupart des minéraux argileux forment une structure en agrégats ou en grains. Les agrégats de particules d'argile constituent un ensemble relativement compacts (dimension : quelques microns), plutôt désordonné et plus ou moins orienté, pouvant conduire à l'anisotropie plus ou moins forte des propriétés macroscopiques d'une roche argileuse. La structure des argiles naturelles composées d'agrégats comprend également des liens interagrégats (des ponts d'argile) et parfois même des grains solides non argileux (grain de quartz par exemple). La géométrie irrégulière des agrégats, les dimensions variables des ponts d'argile et la présence éventuelle de grains solides définissent un milieu poreux complexe. Cette structure s'apparente à la structure granulaire classique, base de la mécanique des milieux poreux et décrite ci-dessus (Figure I-9).

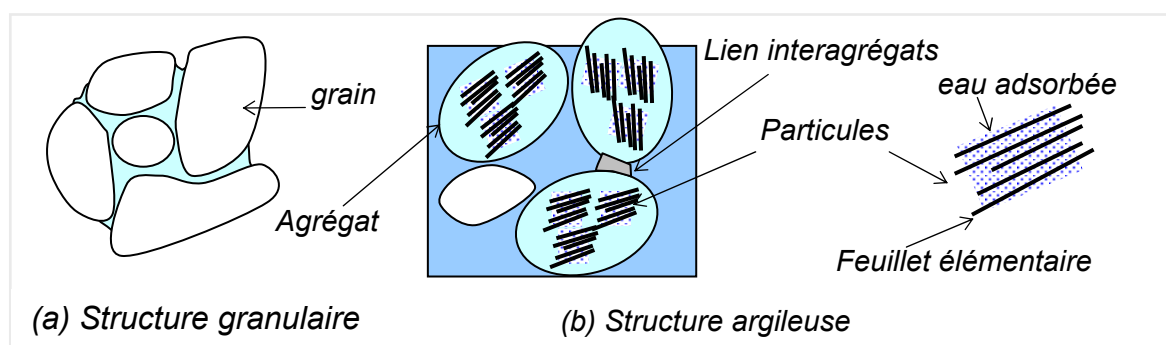


Figure I-9: Représentation schématique de 2 milieux poreux à microstructure différente

Les agrégats assimilés à des grains ont une distribution de taille assez large pouvant aller jusqu'à quelques micromètres (2 à 5 μm). Chaque grain est constitué de particules elles mêmes constituées d'un nombre très important de feuillets. On distingue ainsi la porosité interfoliaire, la porosité interparticulaire (ou intra-agrégat) et la porosité interagrégats.

Ainsi les différentes porosités n'auront pas la même importance du point de vue des écoulements et pour ce type de structure, la porosité relative aux écoulements sera la porosité intra- et interagrégats puisque la porosité interfoliaire est essentiellement constituée d'eau adsorbée. Dans la porosité intra-agrégat (ou interparticulaire) on trouve de l'eau libre ou liée en fonction de la distance entre la molécule d'eau et la surface externe de la particule d'argile. Certain auteurs comme *Delage et Lefebvre, 1984*, *Romero, 1999* et *Griffiths et*

Joshi, 1989 mettent en évidence cette microstructure dans des argiles peu compactées comme l'argile de Champlain (Canada) et l'argile de Boom (Belgique).

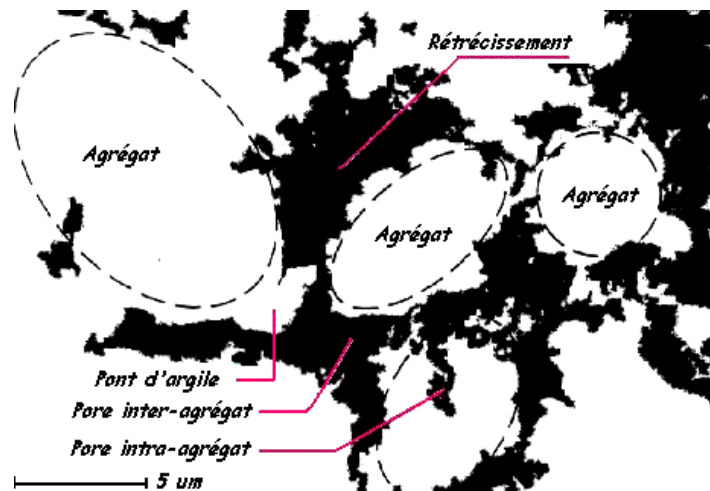


Figure I-10: Représentation graphique d'un échantillon poreux de sol fortement compacté ($\gamma_d = 13,7 \text{ kN/m}^2$ et $w = 15,0 \%$). Les pores sont en noirs et les particules solides en blanc (d'après Romero, 1999).

La Figure I-10 est une représentation graphique réalisée à partir de photos obtenues au microscope électronique sur des échantillons d'argile de Boom remaniés et compactés. Certains pores relativement larges se rétrécissent du fait de la faible distance entre deux agrégats ou de la présence d'un pont d'argile. La formation de goulots piège la porosité interconnectée. On parle alors de porosité contrainte ou piégée.

Dans le cas des roches argileuses très compactées, les particules d'argile sont fortement liées et alignées sur des plans perpendiculaires à la direction de la contrainte de compaction maximale : il ne s'agit plus d'une structure désordonnée en agrégats. La porosité interparticulaire microscopique est alors prédominante. Ces structures ont souvent une porosité interconnectée verticale très faible du fait du recouvrement partiel des particules horizontales. Des résultats démontrent que, pour certaines roches argileuses japonaises, dont la porosité est inférieure à 15%, toute l'eau est adsorbée à la surface des minéraux argileux (Horseman et al., 1996). Pour ces matériaux, les fissures jouent un rôle très important en tant que macropores dans lesquels les écoulements ont lieu. Le concept de double porosité (porosité microscopique de la matrice et porosité macroscopique de fissures) devient approprié.

Les propriétés de transport du milieu poreux vont dépendre, entre autres (elles dépendent également du fluide), des caractéristiques de sa microstructure. Seule la porosité ouverte peut être le lieu d'un écoulement fluide, sous réserve que la taille des pores soit suffisante

pour que l'eau en présence soit libre. En effet, dans le cas des milieux argileux, du fait de la petitesse des pores et des fortes interactions physico-chimiques entre le fluide et les particules d'argile, une certaine quantité de fluide adsorbé ne peut s'écouler dans le réseau poreux. *Horseman et al., 1996* définissent une porosité cinétique qui représente le lieu effectif des écoulements. On parle également de porosité effective ou dynamique ou bien encore de drainage. Elle correspond à la partie de la porosité totale dans laquelle le fluide pourra circuler. Elle est constituée de pores et/ou de fissures interconnectés.

I.4. Le comportement hydromécanique des roches argileuses

I.4.1. Les couplages Thermo-Hydro-Chemo-Mécaniques (THMC) : généralités

Les roches argileuses ont un comportement mécanique intermédiaire entre celui des sols et celui des roches gouverné majoritairement par des processus couplés complexes. Les roches argileuses sont des milieux poreux multiphasiques (paragraphe I.3). Les phases en présence (solide et fluide) interagissent : on parle de *couplages Thermo-Hydro-Chemo-Mécaniques* traduisant les effets couplés de processus mécaniques, thermiques, hydrauliques et physico-chimiques entre les phases sur le comportement macroscopique de la roche (*Gens et al., 2003*). La réalité de ces comportements peut être très complexe du fait de la multiplicité des mécanismes possibles (Figure I-11). Pourtant la compréhension de ces mécanismes et de leurs interactions est devenue primordiale dans le domaine de la géomécanique environnementale et du génie civil pour assurer la stabilité et la performance des structures. Il existe d'importantes difficultés pour étudier les processus couplés car ils peuvent se dérouler sur des échelles de temps et d'espace très variables. Les couplages mis en jeu ont une importance variable en fonction des problèmes rencontrés. Il convient donc d'identifier en premier lieu les processus dominants afin de simplifier le problème étudié. Du point de vue numérique, quelques travaux mettant en jeu un couplage complet des mécanismes dans les roches existent et sont en cours de développement.

Pour plus de détails concernant la modélisation des couplages dans les géomatériaux nous proposons aux lecteurs de consulter le numéro spécial de la revue *Computational Geosciences* paru en 2004 (*Bourgeat et Kern (Eds), 2004*). En revanche du point de vue expérimental, la plupart des travaux en laboratoire étudient un nombre restreint de couplages : les couplages *HM*, *TM*, *CM* et parfois *HTM*. Les projets d'étude de faisabilité du stockage des déchets radioactifs à grande ou moyenne profondeur développés ces 20 dernières années ont permis la réalisation de structures souterraines instrumentées et le développement d'expériences à grande échelle qui ont permis d'avancer rapidement dans la

compréhension des processus couplés comme en témoignent les nombreuses conférences internationales sur le sujet.

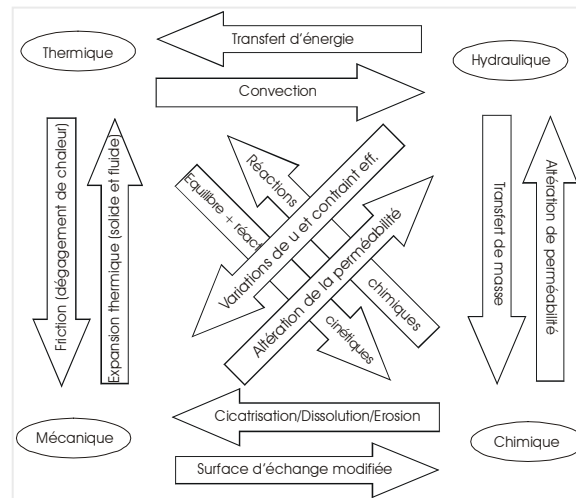


Figure I-11: Effets des processus couplés sur le comportement d'une roche (d'après Yow et Hunt, 2002)

I.4.2. Le couplage hydromécanique

L'étude expérimentale effectuée dans le cadre de cette thèse a été consacrée à l'étude du couplage hydromécanique (*HM*) dans les roches argileuses et pour cela, des dispositions expérimentales ont été prises afin de pouvoir s'affranchir des effets de températures et de mécanismes chimiques. Aussi dans les paragraphes suivants nous ne considérerons que des processus isothermes pour lesquels les phénomènes chimiques sont négligés.

I.4.2.1. Remarques historiques

Le couplage *HM* est probablement le mieux connu et le plus étudié. Historiquement, le concept de contrainte effective dans les milieux poreux saturés proposé par Terzaghi en 1923, pour étudier les problèmes de tassement des sols, est la première expression théorique du couplage *HM*. La contrainte effective définie par l'équation 7 dite contrainte de Terzaghi, exprime une interaction entre la mécanique et l'hydraulique. Cette contrainte est sensée régir le comportement des milieux poreux :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u\delta_{ij} \quad (\text{Eq. 7})$$

La pression de fluide (u) reprend une partie de la contrainte totale appliquée (σ_{ij}). Le reste de la contrainte totale engendre une déformation du squelette solide et est appelé pour cette raison contrainte effective (σ'_{ij}). A partir de cette relation, Terzaghi a établi que le processus de consolidation des sols était un processus de dissipation de pression interstitielle avec à la

base une équation de diffusion faisant intervenir la perméabilité du sol. L'expression de la contrainte effective et l'équation de diffusion de la pression de pore sont aujourd'hui à la base de tous les problèmes de couplage *HM* en conditions saturées.

Par la suite, *Meinzer, 1928* et quelques années plus tard *Theis, 1935* ont développé la théorie de la consolidation de Terzaghi en introduisant la notion de compressibilité du squelette et d'emménagement solide. *Rendulic (1936)* (cité dans *Neuzil, 2003*) a proposé une solution tridimensionnelle de cette théorie mais pour un cas de chargement unidimensionnel vertical uniquement.

En 1941, Biot publie le célèbre article intitulé « *General Theory of Three Dimensional Consolidation* », dans lequel il propose les équations tridimensionnelles décrivant le couplage entre déformation et flux interstitiel dans un milieu poreux élastique (*Biot, 1941*). C'est le début de la poroélasticité qui est aujourd'hui largement utilisée dans le cadre des études du couplage *HM*. La poroplasticité et la thermoporoélasticité (*Coussy, 1991, 2004*) ont été développées par la suite. Dans le cadre de la poroélasticité linéaire, la contrainte effective σ'_{ij} s'écrit (*Biot, 1973; Rice et Cleary, 1976*) :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - b.u.\delta_{ij} \quad (Eq. 8)$$

b est le coefficient de Biot. Il permet de prendre en compte la part de la contrainte reprise par les grains solides. En effet, dans le cas saturé et lorsque le fluide et le solide sont chimiquement inertes, $b = 1 - K_0/K_s$ où K_0 est le module de rigidité drainé en condition isotherme du squelette (de l'échantillon) et K_s est le module de rigidité des grains. Lorsque la rigidité des grains est très grande devant celle de l'échantillon alors $b \approx 1$ et l'on retrouve la contrainte effective de Terzaghi.

Dans le cas non saturé, que nous ne traiterons pas ici, la définition de la contrainte effective est différente et dépend d'un variable supplémentaire qui est la succion (*Gens et Olivella, 2001*).

1.4.2.2. Cas des roches argileuses

Toutes les roches argileuses ne sont pas soumises à un fort couplage *HM* : les roches argileuses très compactes qui ont une très faible porosité et une extrêmement faible perméabilité sont peu soumises au processus de couplage *HM* et se comportent de fait de manière monophasique à l'échelle de temps des essais de laboratoire, les flux de fluide interstitiel étant quasi inexistant.

Même si le couplage *HM* est connu, dans le cas des roches argileuses la littérature est relativement pauvre. La plupart des études concernent des argiles tendres de surface. Les argiles plus raides (plus profondes) sont peu étudiées ce qui est révélateur des difficultés expérimentales considérables rencontrées avec ce type de matériau. Le comportement des

roches argileuses étant fortement dépendant du caractère « intact » du matériau (mêmes conditions qu'in situ en terme de teneur en eau, pression interstitielle, etc...), il est très difficile de réaliser des essais de laboratoire de bonne qualité. En effet, les phénomènes observés sont d'amplitude parfois très faible et les constantes de temps mises en jeu peuvent être très grandes ce qui nécessite un équipement expérimental spécifique.

I.4.3. Comportements *HM* des roches argileuses naturelles en conditions saturées

L'étude du comportement *HM* des roches argileuses permet de mettre en évidence les propriétés de ces matériaux et l'évolution de ces caractéristiques (compressibilité, rigidité, résistance au cisaillement, perméabilité, cicatrisation, etc...). Les divers comportements observés dépendent de plusieurs facteurs : la minéralogie, la structure, l'histoire des contraintes, l'anisotropie, la teneur en eau, la composition du fluide interstitiel, les processus d'érosion et d'endommagement, les discontinuités, et enfin les conditions d'essai. On montrera dans un premier temps que le comportement mécanique (compressibilité et résistance) des roches argileuses est très similaire à celui de l'ensemble des géomatériaux. Dans un second temps nous détaillerons les propriétés de leur comportement ainsi que les facteurs ayant une influence sur celles-ci. Enfin nous discuterons le comportement hydraulique des roches argileuses.

I.4.3.1. Le comportement mécanique

Remarque préliminaire : l'ensemble de notre étude se situe dans le cadre fixé par la mécanique des sols c'est-à-dire que les compressions et les raccourcissements sont définis positivement.

Les roches argileuses sont aujourd'hui considérées comme une catégorie de matériaux dont le comportement mécanique est intermédiaire entre celui des sols et celui des roches. *Johnston et Novello, 1994* propose un spectre géotechnique continu auquel les roches tendres appartiennent (Figure I-12). Les argiles raides se trouvent près de la limite inférieure de la gamme des roches tendres et les argilites fortement compactées autour de la limite supérieure. Ainsi, l'étude du comportement mécanique des roches argileuses montre de nombreuses similitudes avec le comportement des sols et des roches tout en ayant des caractéristiques intermédiaires.

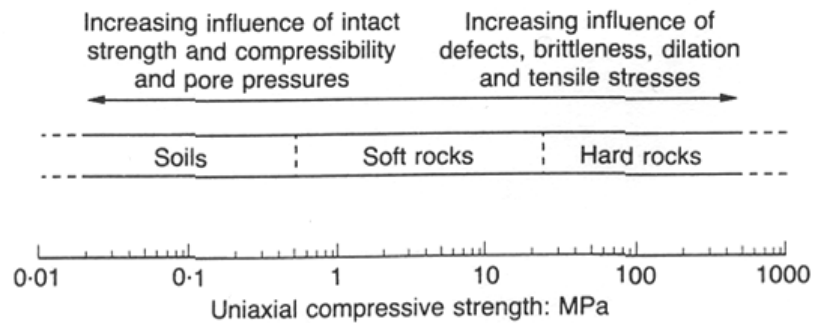


Figure I-12: Spectre géotechnique continu (d'après Johnston et Novello, 1994).

I.4.3.1.1 Compressibilité

La compressibilité définit l'aptitude d'un matériau à réduire leur volume sous l'action d'une contrainte (contrainte moyenne). Les sols sont plus compressibles que les roches et la compressibilité des roches argileuses est intermédiaire entre celle des sols et des roches. La compressibilité des géomatériaux dépend de la composition minéralogique des matériaux et de leur histoire géologique. De cette dernière dépendent la teneur en eau, la porosité de la roche et le niveau de structuration (nature et résistance des liaisons interparticulaires, existence ou non d'une cimentation). La variation d'indice des vides avec la pression est un indicateur privilégié de la compressibilité et de l'histoire des contraintes d'un sol. La courbe caractéristique traduisant l'évolution de l'indice des vides e en fonction de la contrainte effective moyenne p' est donnée par la Figure I-13. Cette courbe met en évidence le fait que les géomatériaux gardent en mémoire l'histoire de leur chargement. Lorsque la contrainte est inférieure à une valeur de contrainte déjà appliquée au sol (chemin AB, DE et CD), le matériau a un comportement surconsolidé. Ce comportement est réversible puisque les chemins de charge (AB et DE) et de décharge (CD) dans le domaine surconsolidé ont quasiment la même pente. Lorsque le sol est soumis à une contrainte jamais atteinte auparavant (chemin BC et EF), le comportement est normalement consolidé. La pente de la courbe $e-\log(p')$ est plus importante et le comportement est de nature irréversible. La contrainte effective limite entre les deux comportements est appelée contrainte de préconsolidation (p'_c). Les pentes de cette courbe traduisent la compressibilité du sol : elle est beaucoup plus importante dans le domaine normalement consolidé que dans le domaine surconsolidé. En laboratoire les essais classiquement réalisés pour étudier les comportements décrits ci-dessus sont l'essai oedométrique et l'essai de compression isotope (Figure I-14).

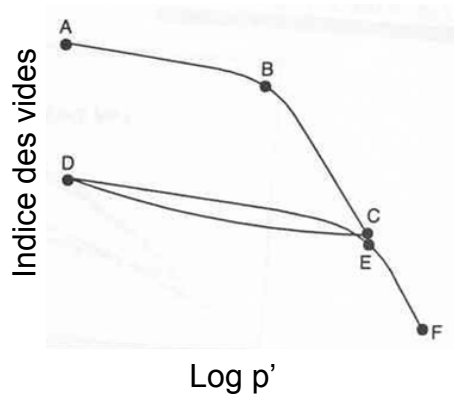


Figure I-13: Evolution typique de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte moyenne pour un sol.

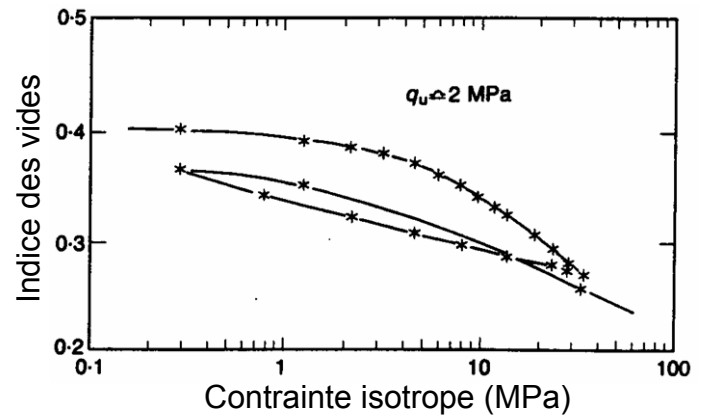


Figure I-14: Evolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte isotrope pour un « mudstone » : mise en évidence d'un domaine surconsolidé (Johnston et Novello, 1994).

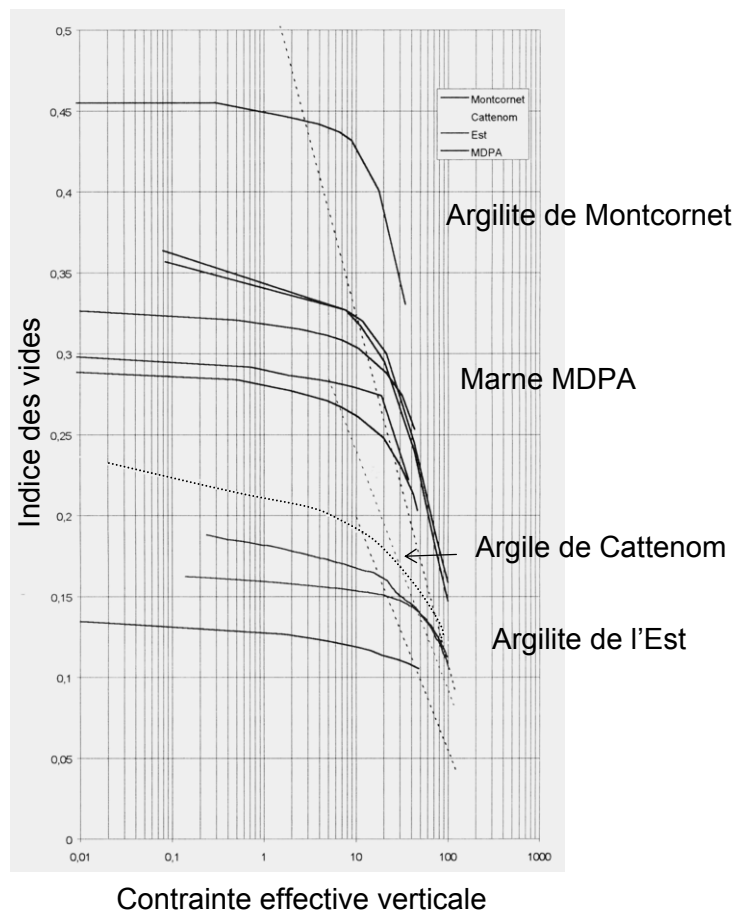


Figure I-15: Résultats de compression oedométrique pour plusieurs roches argileuses : argilite de Montcornet (Aisne, France), argilite de Meuse/Haute Marne (Site de l'Est, France), argile de Cattenom (Mozelle, France), marne MDPA (Haut-Rhin, France) (d'après Heitz et Hicher, 2000).

Plusieurs études identifient clairement les domaines surconsolidé et normalement consolidé pour des argiles raides comme par exemple l'argile de Boom (*Horseman et al., 1987*) et des argiles italiennes (*Rampello, 1991*). La contrainte de préconsolidation peut être difficile à déterminer dans le cas des roches argileuses les plus raides (les argilites par exemple) parce que leur très faible compressibilité nécessite d'être capable de mesurer de faibles déformations pour déterminer la variation d'indice des vides. Par ailleurs les roches très compactées ont des perméabilités très faibles induisant des temps de drainage très long. Cependant quelques résultats existent et sont donnés en exemple sur la Figure I-15. Ces courbes montrent une gamme de pressions de préconsolidation très élevées : au delà de 10 MPa.

La Figure I-16 présente la relation $e\text{-log}(p')$ dans le domaine normalement consolidé pour une très large gamme de géomatériaux. Cette figure indique clairement que les caractéristiques de compression des roches argileuses (matériaux 1 à 10 et 15 à 18) sont cohérentes avec celles des sols (matériaux 11 à 14) et des roches (19 à 25).

Comme nous venons de le voir, la compressibilité des argiles va dépendre de l'état de contrainte et de son niveau de surconsolidation. Mais elle va aussi dépendre de l'aptitude au gonflement et de la structure du matériau (*Bjerrum, 1967; Burland, 1990; Leroueil et Vaughan, 1990; Baldi et al., 1991*). Dans le domaine normalement consolidé, pour une même valeur de la contrainte, une roche structurée aura un indice des vides plus grand c'est-à-dire que la ligne de compression est au dessus de la ligne de compression intrinsèque correspondant au matériau remanié : la structure permet à un matériau d'atteindre un état de porosité et de contrainte impossible à atteindre sans elle (*Leroueil et Vaughan, 1990*, Figure I-3). Cette figure montre que le matériau structuré est moins déformable et donc moins compressible jusqu'à la limite élastique notée Y. Le développement de déformations irréversibles induit une déstructuration et une augmentation de la compressibilité. La courbe de compression tend alors vers la courbe de compression intrinsèque définie par *Burland, 1990* comme la courbe de compression du matériau remanié donc déstructuré. D'autre part le gonflement dû à la décharge d'un échantillon sera d'autant moins important que le matériau aura une structure développée.

Notons enfin, que *Di Maio, 2004b* met en évidence l'influence de la minéralogie des argiles et de la composition du fluide sur le comportement volumique et la compressibilité des argiles. Des essais oedométriques réalisés sur des argiles contenant différentes teneur en smectite et en contact avec des fluides différents montrent que les déformations volumiques (consolidation et gonflement) sont fortement influencé par la teneur en smectite et la concentration du fluide. Cette influence dépend de la contrainte appliquée.

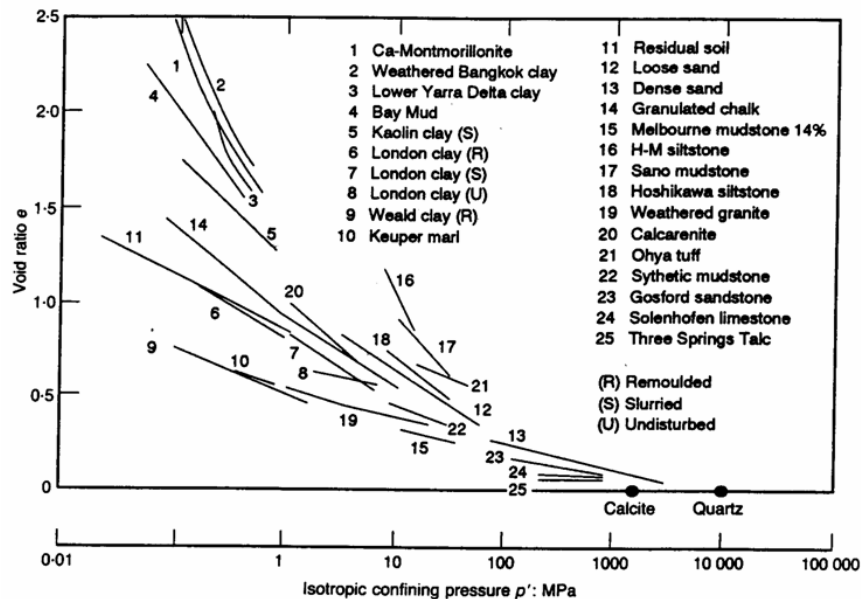


Figure I-16: Courbes de compression isotrope dans le domaine normalement consolidé de nombreux géomatériaux dont des argiles raides, des marnes et des mudstones (Johnston et Novello, 1994).

1.4.3.1.2 Comportement sous chargement déviatoire

Comme la plupart des géomatériaux, les roches argileuses ont un comportement non linéaire en terme de relation contrainte-déformation. Les essais de laboratoire mettent en évidence que toutes les roches argileuses présentent des déformations irréversibles plus ou moins marquées sous chargement déviatoire. Ce phénomène est très prononcé pour les roches argileuses plus tendres et d'amplitude plus faible pour les argiles raides. Le comportement élastique n'est très visible qu'en décharge et peut être plus ou moins linéaire et typiquement anisotrope.

i. Effet du niveau de contrainte ou de l'OCR

De manière générale le comportement drainé en compression triaxiale des roches argileuses est similaire à celui des sols et des roches : celui-ci est fortement dépendant de l'état de contrainte et du taux de surconsolidation. En fonction de l'OCR, la densité initiale varie et c'est un des paramètres important dont dépend le comportement des sols. Les roches argileuses ont par ailleurs un comportement similaire à celui des roches, caractérisé par la transition fragile-ductile (influence de la contrainte isotrope). Les figures I-17, I-18 et I-19 présentent des résultats d'essais de compression triaxiale drainés sur différents types de roches argileuses (l'argile de Londres, des argiles raides italiennes et des argilites françaises respectivement) pour plusieurs valeurs de pression de consolidation. Une argile surconsolidée est moins résistante et moins rigide qu'une argile normalement consolidée. Le

comportement observé est de type fragile-radoucissant c'est-à-dire que la courbe déviateur–déformation axiale présente un pic marqué au delà duquel la contrainte axiale diminue et tend vers un équilibre limite commun aux comportements surconsolidés et normalement consolidé. Ce phénomène est décrit par le concept d'état critique dans les sols (*Wood, 1990*). La résistance résiduelle des roches argileuses, observée après un déplacement important après l'initiation de la rupture est à la base de la théorie de la rupture progressive mise en jeu dans les phénomènes tels que les glissements de terrain (*Bjerrum, 1967*). Le pic de contrainte est d'autant plus marqué que le matériau est surconsolidé. La déformation volumique d'une argile surconsolidée est d'abord contractante puis devient dilatante alors que l'argile normalement consolidée est toujours contractante. La contrainte isotrope augmentant (l'OCR diminuant), le comportement devient de plus en plus ductile et contractant. La rigidité des roches argileuses, exprimé par le module d'Young, dépend du niveau de contrainte et de la teneur en eau. A teneur en eau équivalente, on observe que plus le niveau de contrainte est élevé plus la rigidité sera élevée. En ce qui concerne le mode de rupture, celle-ci se manifeste souvent, à basse contrainte et dans le cas surconsolidé, par la formation de plans de cisaillement (rupture localisée). A plus forte pression ou dans le cas normalement consolidé, le mode de rupture est généralement plus diffus.

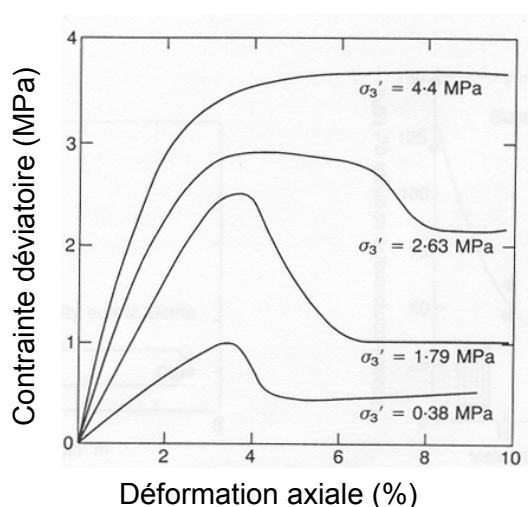


Figure I-17: Courbes contrainte-déformation pour l'argile de Londres (d'après Bishop et al., 1965).

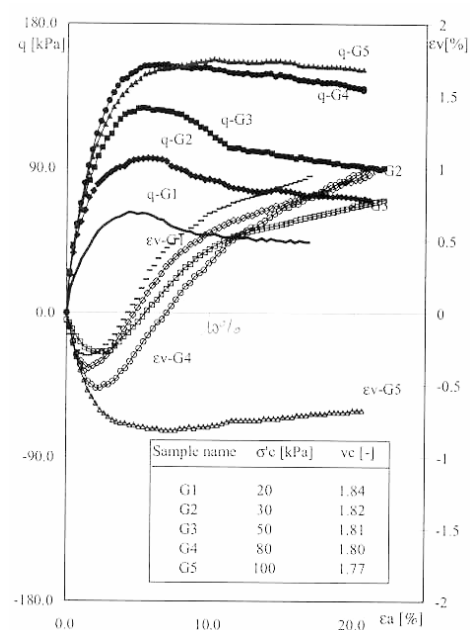


Figure I-18: Essais triaxiaux sur des échantillons naturels de l'argile de Pesaro (Scarpelli et al., 2003).

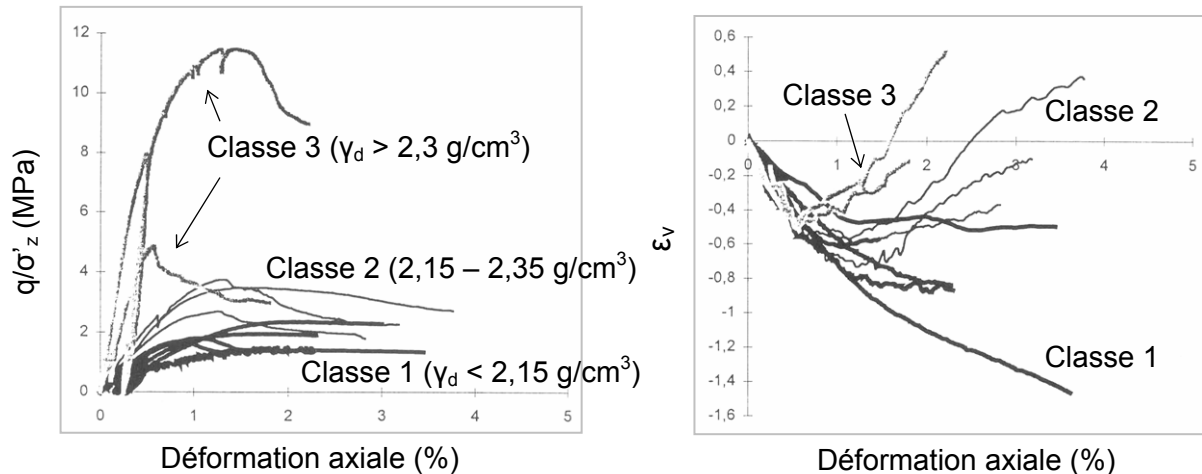


Figure I-19: Essais triaxiaux drainés sur différentes argilites ; le déviateur est normalisé par la contrainte effective isotrope initiale supposée être celle in-situ (Heitz et Hicher, 2000).

Concernant l'apparition et le développement de plans de cisaillement, les théories divergent. Certains pensent que le plan apparaît au pic de contrainte (Burland, 1990), d'autres montrent que la localisation de la déformation et l'initiation de bandes de cisaillement a lieu pour un niveau de contrainte défini avant le pic de rupture (Viggiani et al., 1993). Ceci est largement observé dans les matériaux granulaires (Desrues et Viggiani, 2004).

ii. Effet de la densité initiale sèche/de la teneur en eau.

La densité sèche (γ_d) et la teneur en eau (w) sont liées par la relation : $\gamma_d = \frac{\gamma_t}{1+w}$, où γ_t est le poids volumique total de l'échantillon ce qui implique que leurs effets sont également liés.

La résistance et la compressibilité des roches argileuses sont fortement influencées par la teneur en eau. Certaines roches argileuses adsorbent facilement les molécules d'eau dans l'espace interfoliaire et interparticulaire. L'accumulation de molécules d'eau entre les particules d'argiles peut ainsi fragiliser les liens interparticulaires qui peuvent progressivement aller jusqu'à la rupture : c'est une forme de déstructuration. Les molécules d'eau peuvent également participer à des réactions d'hydratations qui modifient la minéralogie des argiles ou bien encore participer à des processus d'altération mécanique ou chimique des microfissures préexistantes qui dégradent les caractéristiques hydromécaniques des roches argileuses (Lambe, 1958; Morgenstern et Eigenbrod, 1974; Botts, 1986; Leroueil et Vaughan, 1990; Cui et al., 2002; Martin et Lanyon, 2003).

Heitz et Hicher, 2000 ont réalisé une série d'essais de compression triaxiale sur différentes argilites naturelles ayant des densités initiales sèches différentes. Les échantillons ont tous été consolidés à une contrainte effective isotrope estimée proche de celle in situ. Ils ont mis

en évidence 3 classes de comportement relatifs à trois gammes de densités initiales sèches (Figure I-19). Les matériaux les plus denses (donc à la teneur en eau la plus faible) ont une rigidité et une résistance plus importantes et ont un comportement fragile et dilatant. La densité diminuant le comportement observé est plus ductile et moins dilatant.

iii. Effet de la structure

La résistance et la rigidité des roches argileuses dépendent notamment de la structure (*Bjerrum, 1967; Burland, 1990; Leroueil et Vaughan, 1990; Clayton et Serratrice, 1993; Coop et al., 1995; Burland et al., 1996*). La structure se développe au cours de l'histoire géologique mais les processus liés à l'histoire des contraintes (cycle de charge-décharge), et les processus induisant le développement d'une structure peuvent être indépendants et leurs effets respectifs sur le comportement mécanique ne sont pas toujours identifiables. La structure résulte de l'arrangement des particules et des liaisons microstructurales qui comprennent les liens entre les minéraux argileux et les liens induits par une cimentation des particules argileuses du fait de la présence d'autres éléments comme la calcite ou le carbonate de calcium (*Bjerrum, 1967*). Divers processus physico-chimiques (dépôt de matière organique et de carbonates, recristallisation minérale, modification des couches d'eau adsorbée) en sont à l'origine.

En comparant des résultats expérimentaux (essais de compression oedométrique ou isotrope et essais de compression triaxiale), obtenus sur différents types d'argiles naturelles (argiles raides et roches fragiles, *Burland, 1990; Leroueil et Vaughan, 1990; Burland et al., 1996* entre autre) et sur les mêmes matériaux remaniés (la structure éventuelle a été détruite), l'effet de la structure sur la compressibilité et la résistance au cisaillement est apparu aussi important que l'influence de l'histoire des contraintes. Les caractéristiques des échantillons remaniés sont dites « intrinsèques » c'est-à-dire indépendantes de l'état naturel (*Burland, 1990*). La structure confère aux matériaux une plus grande rigidité, induit un accroissement du domaine élastique et une plus grande résistance au cisaillement. La structure induit une cohésion effective non nulle aux basses contraintes. Cependant l'effet de la structure sur le comportement mécanique dépend du niveau de contrainte. L'augmentation de la contrainte moyenne ou du déviateur induit une déstructuration qui conduit à la diminution de la résistance au cisaillement, à une réduction de la surface de charge plastique vers la surface de charge intrinsèque (relative au matériau remanié) et à la disparition du pic du déviateur des contraintes. Ainsi une déstructuration du matériau peut être induite pour un niveau de contrainte élevé (plastification sous charge isotrope par exemple), donnant lieu à un comportement plutôt ductile. Pour de faibles niveaux de contrainte, le matériau encore fortement structuré présente un comportement fragile-radoucissant (*Clayton et Serratrice, 1993*). Cette déstructuration peut être par ailleurs à l'origine d'un comportement différé des roches argileuses (consolidation, gonflement, fluage et relaxation). Si les processus de

consolidation/gonflement sont relativement bien connus et compris, les processus de fluage et relaxation restent en revanche encore très mal connus (*Boidy, 2002*).

1.4.3.1.3 Gonflement

Le gonflement est une augmentation de volume du matériau. Lorsque ce gonflement est empêché, d'importantes pressions peuvent se développer et engendrer des dommages irréversibles. Deux mécanismes de gonflement peuvent être identifiés : le gonflement mécanique qui résulte d'une modification de l'état de contrainte effective et le gonflement physico-chimique est directement lié par la composition minéralogique des argiles. La nature des minéraux argileux et la présence de minéraux cimentaires comme la calcite par exemple, vont déterminer l'aptitude au gonflement des roches.

Le gonflement mécanique, dans le cas saturé, résulte d'une réduction de la contrainte effective appliquée au matériau. Les variations de volume engendrées sont positives dilatantes et les processus mis en jeu sont de nature visco-plastique.

Le gonflement chimique dépend de la minéralogie des argiles, de la composition du fluide interstitiel et du fluide mis en contact avec l'argile, de l'indice des vides et du niveau de contrainte (*Di Maio, 2004b*). La compréhension du gonflement physico-chimique des argiles repose sur les interactions eau-argile. Les roches argileuses présentent deux types de gonflement physico-chimique dont les mécanismes peuvent être illustrés par le modèle de la double couche diffuse. Il s'agit :

- ✕ Du gonflement interparticulaire (gonflement osmotique)
- ✕ Du gonflement interfoliaire ou intraparticulaire (gonflement par hydratation)

Le gonflement interparticulaire pour lequel l'eau ne pénètre pas entre les feuillets d'argile affecte toutes les argiles mais peut être de faible ampleur. Le processus met en jeu des phénomènes diffusifs entre une particule argileuse et la solution aqueuse présente autour de la particule, conduits par des différences de concentrations des espèces chimiques en présence.

Le gonflement interfoliaire intervient à l'échelle des particules argileuses et peut engendrer une augmentation de volume très importante. Le gonflement devient notable lorsque l'eau interstitielle peut pénétrer entre les feuillets d'argile et créer une juxtaposition de plusieurs couches monomoléculaires d'eau. Cela est le cas des smectites telles que la montmorillonite et de certaines vermiculites qui sont constituées de feuillets dont la distance interfoliaire est très variable.

Le gonflement physico-chimique est un processus qui donne lieu à des comportements caractéristiques sur des chemins de contrainte de type charge-décharge ou mouillage-

séchage (*Baldi et al., 1991; Bernier et al., 1997; Boidy, 2002; Cui et al., 2002; Van Damme, 2002*). Il peut par ailleurs être à l'origine d'une destructuration du matériau (*Botts, 1986; Leroueil et Vaughan, 1990*).

Le gonflement peut enfin être la conséquence d'une altération physique ou chimique (altération due au séchage ou à l'oxydation de certains minéraux par exemple).

Dans le cas des roches argileuses non saturées on peut avoir également des phénomènes de succion capillaire. Une certaine quantité d'air est présente dans l'espace poreux et aux interfaces air-eau (ménisques) une pression dite pression capillaire se développe. La loi de Jurin exprime cette pression. La succion capillaire est définie comme l'opposé de la pression capillaire (état de tension). Si une source d'eau est disponible, la roche va absorber des molécules d'eau tant que la saturation n'est pas complète, c'est-à-dire tant que la succion n'est pas nulle.

Dans le cas des roches argileuses fortement compactées (barrière ouvragée d'un site de stockage en profondeur par exemple), la succion capillaire et le gonflement résultant sont souvent négligeables devant le gonflement physico-chimique du fait de leur forte densité (*Cui et al., 2002*). Dans le cas des roches argileuses naturelles, les deux processus peuvent coexister et en fonction de la taille et de la géométrie des pores l'un peut prévaloir sur l'autre. Mais, généralement, la notion de ménisques à la base de la définition de la pression capillaire ne peut être définie dans les cas des roches argileuses naturelles très compactes (*Gens et Olivella, 2001*).

1.4.3.1.4 Discontinuités et endommagement

De manière générale « discontinuités » est un terme général regroupant les fissures (micro ou macro), les fractures, les bandes et plans de cisaillement, les joints, les plans de failles... Leur fréquence, leur dimensions et leur orientation ont bien évidemment une influence non négligeable sur le comportement *HM* des roches argileuses et celui des géomatériaux en général. Elles représentent une zone d'affaiblissement de la structure, une surface de glissement potentiel et peuvent être des chemins d'écoulement préférentiel pour un fluide. Une réduction de la rigidité et des variations de la perméabilité peuvent être des conséquences du développement de discontinuités (*Zoback et Byerlee, 1975; Krauter, 1993; Neuzil, 1994*). L'effet relatif des discontinuités sur la résistance des roches argileuses dépend par ailleurs du niveau de contrainte moyen (*Clayton et Serratrice, 1993*).

L'origine des discontinuités est diverse : elles peuvent être dues à des variations de contraintes naturelles (contrainte effective et pression interstitielle) (décharge liée à l'érosion, dessiccation, événements tectoniques...). Mais elles peuvent également être induites par des processus anthropiques comme une excavation souterraine ou un forage induisant une

décompression et du gonflement pouvant conduire à la rupture du matériau. Des processus chimiques (dissolution, oxydation) peuvent également engendrer de la fissuration, de même que les processus thermiques non étudiés ici.

Dans le cadre d'études expérimentales en laboratoire sur des roches argileuses intactes, les conditions de prélèvement, de stockage et de préparation des échantillons sont des paramètres très importants ayant une forte influence sur la qualité des résultats. Au cours de ces diverses étapes, précédant les essais, le risque d'endommagement par développement d'une microfissuration est élevé. L'endommagement définit dans ce contexte tous changements irréversibles des propriétés *HM* dus à la formation de discontinuités, et à la modification de la structure. Cet endommagement sera d'autant plus important que les échantillons auront été prélevés à grande profondeur (*Tanaka et al., 2002*). Les roches argileuses sont des matériaux particulièrement sensibles (argiles raides, normalement consolidées et surconsolidées, shales, argilites) (*Skempton et Sowa, 1963; Kirkpatrick et al., 1986; Rampello, 1991; Schmitt et al., 1994; Watabe et Tsuchida, 2001; Tanaka et al., 2002*). Les conditions de prélèvement et de stockage auront donc une influence plus ou moins importante sur le comportement des roches argileuses. La préparation des échantillons à la main est la technique probablement la moins destructive pour ces matériaux (*Skempton et Sowa, 1963; Mair et al., 1992*). Une technique utilisant une scie à fil diamanté a récemment été utilisée au laboratoire qui permet la réalisation d'échantillons cylindriques très peu endomagés (*Lenoir, 2005*)

1.4.3.1.5 Anisotropie

Les propriétés *HM* des roches argileuses sont le plus souvent anisotropes du fait de leur processus de formation par dépôts successifs de couches de sédiments généralement horizontales subissant une pression lithostatique. On observe ainsi une forte dépendance de la déformation, de la rigidité, de la résistance au cisaillement et de la perméabilité vis à vis de l'orientation des échantillons.

1.4.3.1.6 Cicatrisation

Des processus de fermeture spontanée de fissures (self-sealing) et d'auto-cicatrisation (self-healing) sont parfois observés dans les roches argileuses. Il s'agit de processus hydromécaniques. D'après *Horseman, 2001*, il n'existe aucune théorie établie pour décrire ces processus ni aucune méthodologie pour en étudier les mécanismes. Il les décrit de la façon suivante :

- ✱ La fermeture de fissures est un processus spontané conduisant à la réduction de la perméabilité de la fissure. Ce processus devient important dans les roches argileuses plastiques. Le gonflement peut être un facteur moteur de ce processus.
- ✱ L'auto-cicatrisation est un processus spontané conduisant à la réduction de l'effet d'une fracture sur les propriétés à la fois mécaniques et hydrauliques de la roche. C'est un processus complexe qui réunit des changements minéralogiques, des mécanismes chimiques et hydrauliques.

Dans le cadre du projet SELFRAC, des études expérimentales avancées de ces processus ont été réalisées sur l'argile de Boom et l'argile à Opalinus. Les définitions suivantes ont été proposées et adoptées (*Selfrac*, 2004) :

- ✱ "Sealing is a reduction of fracture permeability by any hydromechanical, hydrochemical, or hydrobiochemical processes".
- ✱ "Healing is sealing with loss of memory of the pre-healing state. Thus, for example, a healed fracture will not be a specially preferred site for new fracturing just because of its history".

I.4.3.2. La perméabilité des roches argileuses

Dans le cadre du stockage de déchets nucléaires en profondeur, les roches argileuses sont soumises in situ à des conditions (contrainte et température) qui ne sont pas celles de la surface. L'évolution de la perméabilité en profondeur peut-être due aux phases d'exploitation du site (excavation, enfouissement...) et aux conditions pendant la phase de stockage. La perméabilité est fortement tributaire de la manière dont les propriétés géométriques des réseaux poreux et/ou des fissures sont modifiées en réponse à l'application de contraintes ou de températures élevées. Pour ce qui est de l'effet des contraintes, il est préférable de distinguer l'effet de la contrainte moyenne de celui du déviateur.

I.4.3.2.1 Définition de la perméabilité

La perméabilité est une grandeur macroscopique qui caractérise la facilité pour un fluide de circuler dans un milieu poreux. Le mot « perméabilité » passé dans le langage courant désigne en effet deux grandeurs physiques distinctes. En 1856, Darcy, de par ses observations, établit que la vitesse d'écoulement d'un fluide dans un milieu poreux est proportionnelle aux pertes de charge induites par l'écoulement. Le coefficient de proportionnalité K [m/s] est la conductivité hydraulique du milieu. K dépend du milieu poreux et du fluide considéré. On peut montrer en effet que K peut s'exprimer en fonction de la

viscosité dynamique du fluide et d'une quantité k [m^2] appelée *perméabilité intrinsèque*. La relation entre K et k s'écrit :

$$K = \frac{\gamma_w}{\mu_w} k \quad (\text{Eq. 9})$$

avec :

γ_w : poids volumique du fluide [kg/m^3]

μ_w : viscosité dynamique du fluide [$Pa.s$]

Matériau	Méthode de mesures de k	k intacte [m^2]	Référence
Argiles marines et lacustres	Stationnaire		Tavenas et al., 1983
Pierre shale (argilite)	Consolidation Transitoire Stationnaire	10^{-20}	Neuzil, 1994
Eleana formation (Argilite)	Transitoire	$10^{-20} - 10^{-23}$	Cité dans Neuzil, 1994
Sandy shale et mudstone	Transitoire	$6 - 9 \cdot 10^{-21}$	Wang et Park, 2002
Argilite de Meuse/Haute Marne	Transitoire	$10^{-20} - 10^{-22}$	Coste, 1999; Heitz et Hicher, 2000; Escoffier, 2002
Argile à Opalinus	Transitoire Stationnaire Consolidation	$10^{-19} - 10^{-21}$	Bock, 1999; Harrington et al., 2001
Argile de Boom	Consolidation Stationnaire	$2 \cdot 10^{-19}$	Horseman et al., 1987; Delage et al., 2000
Argilite de Wilcox	Transitoire	$3 \cdot 10^{-22} - 3 \cdot 10^{-19}$	Kwon et al., 2004a2]
Argilite de Tournemire	Stationnaire Transitoire	$10^{-20} - 10^{-21}$	Boisson et al., 2001

Tableau I-2: Exemples de valeurs de perméabilité de différentes roches argileuses.

Dans la suite de ce mémoire la perméabilité désignera la perméabilité intrinsèque du matériau. Nous ne considérerons par ailleurs que des perméabilités à l'eau en conditions saturées.

Alors que les sols granulaires ont une perméabilité élevée, comprise entre 10^{-16} et $10^{-10} m^2$, les roches argileuses sont elles très peu perméables. Le Tableau I-2 présente quelques valeurs de perméabilités obtenues pour différentes roches argileuses : une argile plastique comme l'argile de Boom (Mol, Belgique) a une perméabilité de l'ordre de $10^{-19} m^2$; les argilites très compactées comme l'argilite de Meuse/Haute-Marne (site de l'Est, France) ou l'argile à Opalinus (Mont-Terri, Suisse) ont des perméabilités de l'ordre de 10^{-20} à $10^{-22} m^2$.

Différentes techniques expérimentales ont été développées pour déterminer en laboratoire la perméabilité des sols et des roches. Chacune de ces techniques est adaptée à une gamme de perméabilité : pour des perméabilités fortes à faibles les méthodes stationnaires basées sur l'établissement d'un régime d'écoulement permanent dans le milieu poreux conviennent, alors que pour les faibles à très faibles perméabilités des méthodes transitoires basées sur la diffusion d'une onde de pression seront préférées car elles permettent d'obtenir une plus grande précision de la mesure (Brace, 1980; Hsieh et al., 1981; Trimmer, 1982; Zhang et al., 2000; Boisson et al., 2001; Escoffier, 2002). La limite admise pour l'application de l'une ou de l'autre des techniques est de l'ordre de 10^{-17} - 10^{-18} m² (Brace et al., 1968; Brace, 1980; Trimmer, 1982). La Figure I-20 présente la large gamme de perméabilité des géomatériaux et indique la plage d'applicabilité des techniques transitoires et stationnaires.

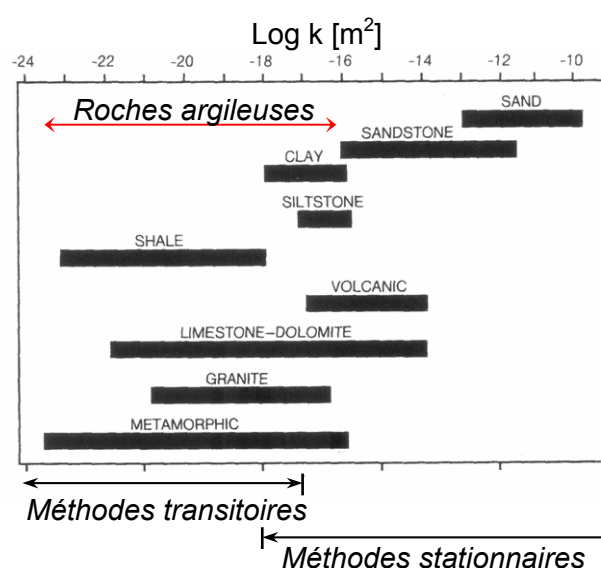


Figure I-20: Gamme de variation de la perméabilité en laboratoire mesurée sur différents échantillons intacts à température ambiante et sous 10 MPa de pression de confinement (d'après Brace, 1980 cité dans Read et al., 1989).

1.4.3.2.2 Particularités des roches argileuses

Le transport de fluide en milieu poreux va dépendre de la structure du matériau c'est-à-dire des grains (géométrie et arrangement) et des discontinuités (géométrie et répartition). Dans les roches argileuses faiblement compactées, les écoulements auront lieu préférentiellement dans les pores interagrégats. Dans les matériaux les plus compactés la dimension des pores devient excessivement faible et l'eau présente dans ces pores se trouve alors fortement liée (adsorbée) aux particules d'argiles. Or, Delage et al., 2000 confirment sur la base d'essais réalisés sur diverses argiles dont l'argile de Boom, que l'eau mobilisée lors d'un essai de perméabilité est l'eau libre. Les écoulements advectifs (par mouvement d'une masse d'eau)

ne peuvent donc plus avoir lieu sous des gradients hydraulique classiques et la perméabilité globale de la roche devient négligeable. Ces roches argileuses très compactées sont peu déformables et fragiles ce qui favorise la présence de fissures et de fractures dans lesquelles des écoulements sont susceptibles de se produire : la perméabilité de la roche argileuse est alors une perméabilité de fractures.

De même la proportion en minéraux argileux et la nature de ces minéraux sont des facteurs dont dépend la perméabilité des roches argileuses. Les minéraux argileux définissent les interactions eau-argile c'est à dire définissent le caractère lié ou libre de l'eau et influencent donc la perméabilité (*Dewhurst et Aplin, 1998; Kwon et al., 2004a*). Des relations reliant la perméabilité à l'indice de plasticité expriment cette propriété (*Tavenas et al., 1983b; Delage et al., 2000*). Par ailleurs, des flux couplés existent dans les roches argileuses : en conditions isothermes, les flux osmotiques sont souvent couplés aux flux hydrauliques. Les flux osmotiques sont dus à des gradients de concentration d'espèces chimiques. La différence de minéralogie entre le fluide interstitiel naturel et la solution synthétique au contact de l'échantillon donne lieu à ces flux osmotiques. Les flux hydrauliques sont quant à eux dus à des gradients de charge hydraulique. Ces couplages peuvent induire des écoulements ne vérifiant pas la loi de Darcy (*Horseman et al., 1996*).

Les roches argileuses naturelles sont le plus souvent anisotropes de par leur formation. Les particules argileuses sont orientées généralement horizontalement (perpendiculairement à la direction de la pression lithostatique). Ainsi la perméabilité verticale est souvent plus faible que la perméabilité horizontale (*Kwon et al., 2004a*). L'anisotropie de la perméabilité s'observe pour des structures argileuses en agrégat (*Al-Tabbaa et Wood, 1987; Leroueil et al., 1990*) et elle est d'autant plus marquée que les matériaux sont compactés. *Kwon et al., 2004a* observent cependant que l'anisotropie de la perméabilité mesurée en laboratoire sur une argilite disparaît lorsque la contrainte effective moyenne augmente. Ce résultat surprenant s'explique par le fait que le matériau est composé de fissures préexistantes, parallèles à la stratigraphie, et constituant le seul lieu d'écoulement possible : la perméabilité est donc initialement anisotrope. L'augmentation de la contrainte effective moyenne induit la fermeture de ces fissures ce qui explique le fait que la perméabilité soit de moins en moins anisotrope.

1.4.3.2.3 Méthodes de mesures de la perméabilité en laboratoire

Obtenir la perméabilité d'une roche argileuse n'est pas simple. La mesure de la perméabilité en laboratoire est représentative des propriétés de transport à l'échelle de l'échantillon et elle va dépendre des propriétés du milieu et du fluide. Parmi les différentes méthodes existantes, on distingue les méthodes empiriques, les méthodes de détermination directes et indirectes.

i. Méthodes empiriques et théoriques

La conductivité hydraulique en conditions saturées peut être prédite par des relations empiriques, des modèles capillaires, des modèles statistiques et des théories de rayon hydraulique (*Lambe et Whitman, 1979; Gueguen et al., 1986; Katz et Thompson, 1986; Trimmer et al., 1980; Xu et al., 1997*). Ces méthodes permettent d'exprimer la perméabilité du milieu en fonction des caractéristiques granulométriques du milieu et notamment en fonction de la porosité et de l'indice des vides mais aussi en fonction de la fissuration. *Neuzil, 1994*, par exemple, a étudié la relation entre la porosité et la perméabilité d'une large gamme de roches argileuses. Il observe une corrélation linéaire entre la porosité et le logarithme de la perméabilité. On notera par ailleurs que cette simple relation est également vérifiée dans le cas d'argiles molles naturelles (*Tavenas et al., 1983a*). La relation de Koseny-Carman est sans doute l'une des plus connues des relations empiriques :

$$k = \frac{1}{k_0 S^2} \frac{\gamma_w}{\mu_w} \frac{e^3}{(1+e)} \quad (\text{Eq. 10})$$

avec :

k_0 : facteur dépendant de la géométrie des pores et du rapport entre la longueur d'une ligne de courant et l'épaisseur de la couche traversée,

S : surface spécifique,

e : indice des vides,

γ_w : poids volumique du fluide,

μ_w : viscosité du fluide.

Cette relation prédit que pour les très faibles indices des vides, la perméabilité varie comme le cube de l'indice des vides (e^3) ce qui permettrait d'expliquer la forte diminution de perméabilité lors de la compaction des matériaux. Par ailleurs cette équation montre que la perméabilité varie avec l'inverse du carré de la surface spécifique (S^2) ce qui expliquerait que les roches argileuses riches en smectite (surface spécifique très grande) ont des perméabilités globalement plus faibles, à porosité égale, que des roches argileuses riches en kaolinite. Cependant, l'application de ces méthodes pour déterminer la perméabilité des sols cohérents peu perméables et donc des roches argileuses reste discutables (*Horseman et al., 1996; Chapuis et Aubertin, 2003*). En effet, l'application de ces méthodes suppose d'assimiler l'espace poreux à un réseau de pores homogènes (cylindres réguliers) et de taille suffisante ce qui est peu représentatif des roches argileuses. D'autre part, ces relations empiriques font abstraction de l'existence de chemins préférentiels d'écoulement. Enfin, les paramètres intervenant dans ces relations, comme le k_0 dans l'équation 9, sont difficiles à mesurer en laboratoire.

ii. Méthodes indirectes

En laboratoire, il existe des techniques de mesure dites « indirectes » de la perméabilité. Ces méthodes consistent à déduire la conductivité hydraulique ou la perméabilité des sols et des roches après un traitement numérique des données expérimentales.

× *Détermination de k à partir d'une courbe de consolidation* : la théorie de la consolidation permet de calculer la perméabilité d'un échantillon à partir du coefficient de consolidation isotherme, C_v (taux de dissipation de la pression interstitielle en m^2/s) et de la compressibilité de l'échantillon exprimée via le module de variation de volume, m_v (m^2/N) : $k = C_v \cdot m_v \cdot \mu_w$, où μ_w est la viscosité dynamique du fluide (Pa.s) (Lambe et Whitman, 1979). De très fortes hypothèses sont sous-jacentes à cette méthode : le matériau est homogène et saturé, les grains et le fluide sont incompressibles, l'écoulement suit la loi de Darcy, le matériau est confiné latéralement, le drainage se fait uniquement dans la direction verticale, il existe une relation linéaire entre la contrainte effective et l'indice des vides (m_v est constant), la consolidation secondaire est négligée. L'application de cette méthode dans le cas des roches argileuses est donc largement discutable et les résultats doivent être dans la mesure du possible contrôlés. Dewhurst et Aplin, 1998 montrent que la perméabilité de l'argile de Londres, mesurée par voie indirecte, déterminée pour différents niveaux de compaction (2 à 33 MPa), est 2 à 4 fois plus importante que la perméabilité mesurée à partir d'un flux dans l'échantillon. Pour les auteurs la différence vient du fait que la perméabilité est déduite du comportement global de l'échantillon pendant la totalité de la phase de consolidation alors que la perméabilité mesurée est obtenue par une mesure en fin de consolidation.

× *Méthodes transitoires* : les méthodes basées sur la théorie de la diffusion de la pression dans un milieu poreux (méthodes transitoires) sont de plus en plus utilisées pour déterminer les très faibles perméabilités. En effet les méthodes classiques, stationnaires décrites ci-après nécessitent de pouvoir mesurer très précisément de très faibles volumes.

- La méthode du « pulse test » consiste à étudier la diffusion d'un saut de pression dans un échantillon saturé (Brace et al., 1968; Hsieh et al., 1981; Trimmer, 1982; Walder et Nur, 1986; Zhang et al., 2000; Escoffier, 2002, etc...). Si le dimensionnement du dispositif expérimental est bien adapté, on peut déterminer conjointement la perméabilité et le coefficient d'emmagasinement spécifique de l'échantillon. Cette méthode permet de déterminer les très faibles perméabilités dans des temps relativement courts tout en tenant compte de la compressibilité du fluide et du solide. Cependant

le traitement des données nécessite de résoudre une équation différentielle du second ordre qui est l'équation de diffusion de la pression du fluide compressible dans un milieu poreux saturé et compressible (cas unidimensionnel) :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial^2 x} - \frac{S_s}{K} \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (\text{Eq. 11})$$

où K est la conductivité hydraulique et S_s le coefficient d'emménagement. h , x et t sont respectivement la charge hydraulique, la position et le temps. Sous l'hypothèse d'un état de contrainte totale constant, le coefficient d'emménagement spécifique, qui est lié au volume de fluide à injecter dans un volume unitaire de roche pour augmenter la pression d'une unité, s'exprime à l'aide des paramètres poroélastiques K_u , K_0 et M (Coussy, 1991; Escoffier, 2002) :

$$S_s = \gamma_w \frac{K}{K_0 M} \quad (\text{Eq. 12})$$

avec : K_0 , K_u [Pa] : modules de rigidité isotherme en condition drainée et non drainée, M [Pa] : module de Biot.

Le coefficient d'emménagement spécifique peut également s'exprimer en fonction des caractéristiques physiques du matériau :

$$S_s = \gamma_w n^* \left[\frac{1}{K_w} + \frac{1}{n K_0} - \left(\frac{1+n}{n} \right) \frac{1}{K_s} \right] \quad (\text{Eq. 13})$$

avec γ_w [$N.m^{-3}$] : le poids volumique du fluide, n : la porosité et K_s [Pa] : le module de rigidité isotherme de la matrice et K_f celui du fluide.

La solution de l'équation 10 compte tenu de conditions initiales et de conditions limites a été proposée par Lin (1977) (cité par Hsieh et al., 1981) à partir d'une approche aux éléments finis. Plus tard une solution analytique complète a été proposée par Hsieh et al., 1981. Escoffier, 2002 propose dans sa thèse de doctorat une étude détaillée de la méthode de « pulse test » qu'elle a utilisée pour la détermination de la perméabilité des argilites de Meuse/Haute-Marne. On remarquera que, Hsieh et al., 1981; Trimmer, 1982; Wang et Hart, 1993 et Escoffier, 2002 sont tous d'accord sur l'importance du dimensionnement du dispositif expérimental (les volumes des réservoirs de fluide). Ils montrent la sensibilité de la réponse en fonction de ce paramètre et s'accordent à dire que la mise en œuvre de cette technique n'est pas toujours évidente.

- La méthode harmonique ou oscillatoire consiste à déduire la perméabilité des mesures de variations d'amplitude et de phase et de la vitesse d'une onde se propageant dans le milieu (*Khalilov et Bandov, 1993, Larive, 2002*). Des méthodes analogues basées sur l'étude de la propagation d'ondes acoustiques sont également utilisées (*Trimmer et al., 1980*).
- × *Détermination de k à partir de mesures de résistivité (ou de conductance)* (*Brace et al., 1968, Trimmer et al., 1980*).
- × *Détermination de k à partir d'essais de séchage* : cette méthode consiste à étudier la cinétique de perte de masse, décrite par la variation de pression capillaire en fonction du degré de saturation (*Coussy et al., 2001; Mainguy et al., 2001*).

iii. Méthodes directes : méthode stationnaire

Les mesures directes de perméabilité consistent à appliquer un gradient de charge Δh à l'intérieur de l'échantillon et à mesurer le débit de fluide une fois le régime permanent installé pour déterminer une valeur de la perméabilité. On distingue les mesures sous charge constante (généralement pour des sols granulaires) des mesures sous charge variable (pour des sols à granulométrie fine). Nous supposons l'égalité $\Delta h = \Delta U / \gamma_w$, ΔU étant le gradient de pression de pore et γ_w la poids volumique du fluide, compte tenu du fait que les échantillons considérés ont une hauteur très petite (quelques centimètres) comparé à Δh (plusieurs dizaines de mètres).

Ainsi, dans un milieu suffisamment homogène et en régime d'écoulement laminaire, le débit de fluide Q [m^3/s] est proportionnel au gradient de pression ΔU [Pa] appliqué aux extrémités de l'échantillon. Cette relation est plus connue sous le nom de « loi de Darcy » de laquelle on peut déduire la perméabilité :

$$k = \mu_w \frac{Q.H}{S.\Delta U} \quad (\text{Eq. 14})$$

avec

μ_w : viscosité dynamique du fluide [Pa.s]

H : hauteur de l'échantillon [m]

S : la section efficace d'écoulement, perpendiculaire à la direction du flux [m^2]

Nous avons vu que les géomatériaux pouvaient être anisotropes. Ainsi la perméabilité ne peut être décrite uniquement par un scalaire et doit être rigoureusement définie comme un tenseur du second ordre :

$$q_i = \frac{k_{ij}}{\mu} \left(\frac{\partial U}{\partial x_j} \right) \quad (\text{Eq. 15})$$

avec :

q : débit volumique par unité de surface [m.s^{-1}]

k_{ij} : composante du tenseur de perméabilité [m^2]

μ_w : viscosité dynamique du fluide [Pa.s]

$\partial U / \partial x_j$: gradient hydraulique selon la direction j [Pa.m^{-1}]

Bien que la perméabilité soit anisotrope dans les roches argileuses, en pratique, on ne détermine le plus souvent que la perméabilité dans une ou deux directions supposées orthogonale de la roche : ainsi, la perméabilité axiale et parfois la perméabilité radiale sont les deux grandeurs généralement mesurées au cours d'un essai triaxial. La mesure consiste donc à mesurer le débit en régime permanent résultant de l'application d'un différentiel de charge hydraulique aux extrémités d'un échantillon. Le régime permanent ou stationnaire est atteint lorsque les débits entrant et sortant de l'échantillon sont égaux (Figure I-21). La loi de Darcy n'est valide que dans le cas où l'écoulement est laminaire, soit pour des vitesses d'écoulement faibles ou des petits gradients de pression.

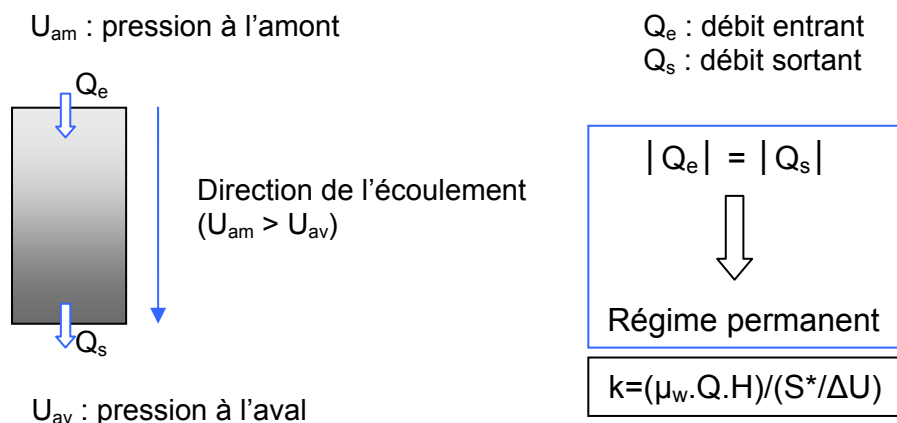


Figure I-21: Le régime permanent est atteint lorsque les débits entrant et sortant sont égaux.

iv. Difficultés dans la mesure de perméabilité des roches argileuses

Bien que la perméabilité soit un paramètre essentiel dans l'analyse des mécanismes de drainage dans les formations argileuses, les mesures précises de perméabilité et de sa variation sont très difficiles à réaliser dans ces matériaux du fait notamment de la très petite

taille des pores et des fortes interactions existantes entre les particules d'argile et le fluide. Il n'existe d'ailleurs aucune véritable norme permettant cette mesure.

La plupart des études traitent de la perméabilité à l'eau du matériau intact. La qualité des éprouvettes testées devient donc un paramètre très important. Il s'agit de réaliser des mesures sur un échantillon de roche non endommagé, n'ayant subi aucune perturbation c'est-à-dire ne possédant pas plus de discontinuités qu'à l'état naturel *in situ* et ayant la même teneur en eau. Pourtant, le prélèvement, le stockage et la préparation d'échantillon sont sans nul doute sources d'endommagement. Ainsi il est nécessaire de prendre des précautions pour limiter les risques d'endommagement et préserver les caractéristiques intactes du matériaux. Dans le cas des roches argileuses, la désaturation qui précède un essai est plus ou moins inévitable. Il s'agit donc d'être capable de resaturer un échantillon très peu perméable et/ou de contrôler sa saturation. La méthode la plus souvent utilisée pour saturer un échantillon consiste à appliquer une contre-pression de fluide (*Delage et al., 2000; Heitz et Hicher, 2000; Boisson et al., 2001; Escoffier, 2002*). Pour contrôler le niveau de saturation des échantillons, *Escoffier, 2002* conseille d'attendre l'homogénéisation de la contrainte effective. Les mesures des déformations et des variations de volume de fluide constituent un indicateur du niveau d'équilibre à atteindre. La stabilisation de ces indicateurs étant obtenu, il est possible de mesurer le coefficient B de Skempton (*Skempton, 1954*). Ce coefficient quantifie l'amplitude de la variation de pression interstitielle due à une variation de contrainte totale moyenne en conditions non drainées. Dans le cas saturé, B est égal à 1. Cette mesure indicative de l'état de saturation d'un échantillon, n'est valable que dans le cas où seuls les pores sont compressibles. Il faut donc que la compressibilité des grains (*Coussy, 2004*) et la compressibilité du système (circuits hydrauliques, capteur de mesure..) soit négligeable (*Bishop, 1976; Green et Wang, 1986*) devant celle du squelette de l'échantillon.

La détermination expérimentale de la perméabilité nécessite l'application de l'une ou l'autre des méthodes décrites ci-dessus. La méthode stationnaire est basée sur l'établissement d'un régime permanent qui correspond à un gradient de pression homogène dans l'échantillon. L'établissement du régime permanent peut prendre beaucoup de temps. En pratique, il est conseillé de réduire la taille des échantillons ce qui réduit les longueurs des chemins d'écoulement et donc réduit les temps de drainage. *Zhang et al., 2000* proposent de prendre des échantillons courts à surface large. *Delage et al., 2000; Zhang et al., 2000* étudient la variation de perméabilité d'échantillon d'argile de Boom en fonction de la température. La méthode stationnaire est mise en œuvre sur des échantillons d'une hauteur de 22.95 mm pour un diamètre de 37.3 mm. *Harrington et al., 2001* ont réalisé des *pulse tests* sur des échantillons d'argile à Opalinus d'épaisseur 10 mm et *Escoffier, 2002* a réalisé des essais de perméabilité sur des échantillons d'argilite de Meuse/Haute-Marne de 15 mm d'épaisseur. La réduction du temps de drainage permet par ailleurs de limiter l'effet d'interactions physico-

chimiques susceptibles de modifier la structure de l'échantillon et donc sa perméabilité (dissolution, précipitations...). Cependant, la réduction de la longueur du chemin d'écoulement pose le problème de la représentativité des propriétés de transport de l'échantillon. D'autre part, d'un point de vue mécanique, il est souhaitable de réaliser des essais sur des échantillons d'élancement 2 (rapport hauteur sur diamètre) pour réduire l'influence des effets de bord et ainsi être dans des conditions suffisamment homogènes. Il faut par ailleurs être capable de mesurer avec suffisamment de précision des variations de volume de fluide très petites ce qui nécessite un contrôle très précis de la température ainsi qu'une maîtrise des fuites dans les systèmes hydrauliques. *Tavenas et al., 1983* évoque par ailleurs le problème des argiles gonflantes : l'augmentation de volume due au gonflement des particules argileuses induit des flux qui s'ajoutent au flux induit par un gradient de hydraulique, venant ainsi fausser la mesure de perméabilité.

Les méthodes transitoires, souvent préférées dans le cas des très faibles perméabilités car il n'est plus nécessaire d'attendre l'établissement d'un régime permanent, nécessitent cependant d'avoir une pression de pore homogène avant de commencer le test. Il est donc indispensable d'être capable de mesurer et de contrôler la pression interstitielle et ses variations. Cela devient quasi impossible dans les argilites comme l'argilite de Tournemire, l'argilite de Meuse/Haute-Marne ou l'argile à Opalinus dans lesquelles la teneur en eau est très faible (quelques pourcents) et les pores sont extrêmement petits (*Boisson et al., 2001; Harrington et al., 2001; Escoffier, 2002; Martin et Lanyon, 2003*).

1.4.3.2.4 Facteurs influençant la perméabilité

La perméabilité d'une roche argileuse dépend de la porosité, de la taille et de l'arrangement des particules, de la distribution des pores interconnectés et de la proportion d'argile. Tous les paramètres pouvant modifier par un processus mécanique ou physico-chimique ces propriétés sont des facteurs dont dépend la perméabilité. Ainsi, la perméabilité d'un échantillon mesurée en laboratoire va dépendre des caractéristiques du fluide interstitiel, du gradient de pression, de la contrainte effective et de la pression de pore.

✖ Caractéristiques du fluide interstitiel : la composition chimique, la compressibilité et la viscosité ont une influence sur la perméabilité de l'échantillon. La composition chimique du fluide doit être choisie de sorte qu'il n'y ait pas de modification de la microstructure et de porosité dans l'échantillon (oxydation, précipitation, lessivage des parois des pores, etc...) (*Di Maio, 2004b; Kwon et al., 2004b*). Les interactions eau-argile ne doivent pas évoluer. Pour une mesure de la perméabilité à l'eau, l'échantillon doit être saturé afin de connaître la viscosité du fluide saturant. Par ailleurs, on doit noter que l'équilibre chimique eau-argile dépend lui-même du niveau de pression interstitielle. La compressibilité du fluide doit être

minimisée, il est donc préférable d'utiliser de l'eau désaérée. Finalement tous les paramètres pouvant avoir une influence sur le fluide interstitiel (la température par exemple) sont susceptibles de modifier la perméabilité de l'échantillon.

✱ Contraintes effectives et pression de pore : les variations de contrainte induisent une modification de la géométrie de l'espace poreux et peuvent engendrer la formation de fissures. Ce sont donc des facteurs importants influant sur la perméabilité. Les cas particuliers de l'effet de la contrainte de consolidation et de la contrainte déviatoire sont discutés ci-dessous.

1.4.3.2.5 Evolution de la perméabilité en fonction d'une contrainte

Dans le cadre du stockage des déchets nucléaires à moyenne et grande profondeurs, la perméabilité de la barrière naturelle doit être extrêmement faible. Ainsi les études liées à l'évolution de la perméabilité de la roche s'attachent à comprendre les mécanismes pouvant conduire à l'augmentation de perméabilité dans l'EDZ (Excavation Disturbed Zone). La fracturation et les mécanismes qui en sont à l'origine vont donc jouer un rôle très important dans la définition de la perméabilité.

Une synthèse bibliographique sur les essais en laboratoire concernant la dépendance de la perméabilité des roches à la contrainte a été publiée récemment par *Heiland, 2003*. De cette étude il ressort que les types de chargement le plus souvent appliqués sont la compression isotrope, la compression triaxiale axisymétrique, la compression uniaxiale et l'application d'une contrainte constante. Une tendance générale de l'évolution de la perméabilité sous des conditions isotrope et triaxiale peut être établie pour les roches poreuses sédimentaires (grès, *Azeemuddin et al., 1995; Keaney et al., 1998; Ngwenya et al., 2003*) et certaines roches cristallines et métamorphiques (*Trimmer et al., 1980; Morrow et al., 1986; Morrow et Byerlee, 1992; Souley et al., 2001; Larive, 2002*). Le cas des roches argileuses n'est pas abordé ce qui est révélateur encore une fois du peu d'études consistantes sur ces matériaux. *Wang et Park, 2002* ont étudié l'évolution de la perméabilité sous chargement déviatoire d'échantillons de grès mais aussi de shales sableuses. *Coste, 1999; Heitz et Hicher, 2000* et *Escoffier, 2002* ont étudié la perméabilité de l'argilite de Meuse/Haute-Marne en fonction de la contrainte déviatoire et de la contrainte isotrope. Enfin *Kwon et al., 2004a* présentent une large étude sur l'évolution de la perméabilité de l'argilite de Wilcox en fonction de la contrainte effective isotrope, de la proportion en minéraux argileux et de la nature du fluide interstitiel.

i. Effet de la contrainte de consolidation

Généralement une réduction non linéaire de la perméabilité des roches est observée quand la contrainte effective de consolidation augmente. Les études de l'évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte de consolidation sont réalisées soit en condition oedométrique soit en condition isotrope. Elles montrent que la variation de perméabilité est attribuée à des variations de porosité ou d'indice des vides. La relation porosité-perméabilité dépend par ailleurs de la composition minéralogique, qu'il s'agisse d'argiles peu compactées avec une structure en agrégats (*Tavenas et al., 1983b; Dewhurst et Aplin, 1998; Delage et al., 2000*) ou d'argiles très fortement compactées (*Kwon et al., 2004a*).

Le comportement sous charge isotrope se divise le plus souvent en trois phases. La perméabilité décroît très rapidement dès l'application d'une faible contrainte ce qui est probablement dû à la fermeture de fissures préexistantes. Puis, le taux de réduction de la perméabilité décroît, au fur et à mesure que la contrainte effective augmente, selon un comportement de type exponentiel. Aux très grandes valeurs de contrainte, le broyage des grains accentue à nouveau la baisse de perméabilité. Ce comportement est effectivement observé sur des grès et des roches cristallines à fort confinement (quelques dizaines de MPa) (*Trimmer et al., 1980; Morrow et Byerlee, 1992; Keaney et al., 1998; Larive, 2002*). En revanche, *Escoffier, 2002* n'a pu le mettre clairement en évidence sur l'argilite de Meuse/Haute Marne (contrainte effective isotrope maximale testée : 11 MPa) du fait des difficultés expérimentales et du manque de précision sur les mesures. *Kwon et al., 2004a* observent ce comportement sur une argilite très compacte (prélevée à plus de 3 km de profondeur) et proposent une loi cubique pour décrire la variation de la perméabilité de l'argilite de Wilcox en fonction de la contrainte effective isotrope (2-12 MPa). *Delage et al., 2000* montrent une relation linéaire entre le logarithme de la perméabilité et la porosité de l'argile de Boom lorsque la contrainte effective isotrope varie entre 2,5 et 6 MPa et pour plusieurs valeurs de la température. Cette corrélation linéaire est également obtenue à partir de nombreux essais en conditions oedométriques. Il est intéressant de noter que *Tavenas et al., 1983a* et *Leroueil et al., 1990* montrent expérimentalement pour des argiles molles d'origine marine que, les perméabilités verticales et horizontales varient également linéairement en fonction de l'indice des vides au cours d'essais de consolidation oedométrique menés jusqu'à de très grandes valeurs de déformation axiale (25 %). La compression des argiles due à un incrément de contrainte, induit une modification de l'espace poreux qui contrôle la perméabilité. A partir d'observations basées sur des images MEB (microscope électronique à balayage) et sur des courbes d'intrusion obtenues avec un porosimètre mercure sur des argiles d'origine marine, *Delage et Lefebvre, 1984* étudient l'évolution de la microstructure du matériaux en fonction de l'augmentation de la contrainte effective verticale (condition oedométrique). Leur analyse, basée sur l'existence d'une structure à double porosité (porosité interagrégats et intra-agrégats) montre que seuls les

pores interagrégats les plus gros se compriment quand la contrainte augmente. Plus la contrainte augmente, plus ces pores tendent à disparaître ; les agrégats se déforment et se réarrangent, augmentant ainsi l'anisotropie, la densité de la structure et réduisant le flux d'eau essentiellement contrôlé par la porosité interagrégat. Les pores intra-agrégat (pores définis par la distance entre les particules d'argile) ne sont quant à eux jamais modifiés, tout au moins tant que la déformation reste inférieure à 25-30%. Cette interprétation de l'évolution de la microstructure des argiles permet de comprendre l'évolution de la perméabilité et de son anisotropie en fonction de la contrainte de consolidation. *Dewhurst et Aplin, 1998* décrivent les mêmes mécanismes pour l'argile de Londres, compactée en condition oedométrique jusqu'à 33 MPa de contrainte effective verticale.

ii. Effet du déviateur de contraintes

L'évolution de la perméabilité en fonction de la charge déviatoire est liée à l'endommagement créé par celle-ci à savoir la naissance et le développement de discontinuités. Les études de *Souley et al., 2001* et *Wang et Park, 2002* sur des grès et des shales sableuses mettent en évidence l'existence de plusieurs étapes d'évolution de la perméabilité le long d'une courbe réponse en contrainte-déformation (Figure I-22). Ces étapes sont : i) éventuelle décroissance de k due à la fermeture de fissures préexistantes perpendiculaires à la direction de la contrainte maximale ; ii) dans le domaine quasi linéaire, de nouvelles microfissures se développent mais les interconnexions entre fissures ne sont pas suffisantes pour observer une forte augmentation de perméabilité ; iii) dans le domaine de déformation non linéaire, le nombre de microfissures augmente et des macrofractures finissent par se former pouvant donner lieu à une très forte augmentation de perméabilité ; iv) dans la phase post pic (cas d'une rupture fragile), la perméabilité atteint son maximum.

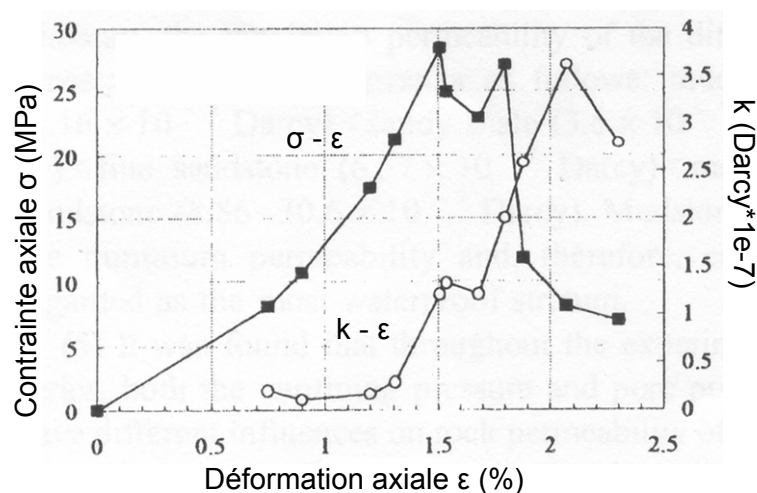


Figure I-22: Evolution de la perméabilité au cours d'un essai de compression triaxiale pour une shale sableuse (*Wang et Park, 2002*).

Dans le cas des roches argileuses, quelques résultats existent concernant des argilites. *Coste, 1999* et *Coste et al., 2000* ont déterminé l'influence d'un endommagement mécanique sur les propriétés hydrauliques d'échantillons d'argilite de Meuse/Haute-Marne. L'endommagement est créé en réalisant des cycles de contrainte déviatoire sous fort confinement de sorte à obtenir une rupture diffuse. Les mesures de perméabilité sont réalisées avec la méthode des « pulse tests » sur les échantillons intacts à l'issue de chaque cycle d'endommagement. La perméabilité augmente de deux ordres de grandeur après deux cycles d'endommagement.

Dewhurst et al., 1996 rapportent les résultats d'essais de cisaillement annulaire d'échantillons d'argile silteuse avec mesures de perméabilité. Le cisaillement a engendré le développement d'une fine surface de glissement (épaisseur inférieure à 5 μm), autour de laquelle l'arrangement des particules est modifié : celles-ci s'alignent parallèlement à la direction de cisaillement et constituent une barrière aux flux car la zone de localisation des déformations est contractante.

Ainsi dans les roches argileuses très compactes, on peut s'attendre à de la fissuration intense induisant comme pour les roches une augmentation de la perméabilité dans les fissures. Pour les matériaux moins denses et plus tendres, les zones de localisation de la déformation peuvent constituer des bandes contractantes ou dilatantes dans lesquelles la perméabilité peut être modifiée. La perméabilité globale de l'échantillon peut être alors influencée selon la direction du flux par rapport à l'orientations des bandes ou des fissures qui peuvent jouer le rôle de barrières ou de drains.

I.5. Conclusions

Les roches argileuses sont des géomatériaux très complexes aux propriétés multiples rendant le travail de classification difficile. On distingue cependant les roches argileuses de type « roche » comme l'argile à Opalinus et celles de type « sol » comme l'argile de Boom qui constitueront les matériaux de notre étude. Ces matériaux sont de plus en plus impliqués dans un grand nombre de problématiques de géotechnique environnementale et de génie civil nécessitant le développement d'études approfondies tant sur le plan expérimental que théorique/numérique. Dans le cadre de ce chapitre, nous nous sommes intéressés essentiellement aux études expérimentales en laboratoire du comportement hydromécanique des roches argileuses.

A l'instar de tous les géomatériaux, les roches argileuses constituent un milieu poreux multiphasique. Des essais de caractérisation et des essais mécaniques classiques comme l'essai oedométrique et l'essai triaxial permettent de mettre en évidence les caractéristiques

de ces matériaux et de leur comportement. Ainsi, les différentes échelles de porosité, les interactions eau-argile, la structure, l'histoire des contraintes et les discontinuités sont les paramètres dont dépend le comportement hydromécanique. Les interactions eau-argile qui dépendent de la composition minéralogique de la roche et du niveau de compaction c'est-à-dire de l'histoire des contraintes vont déterminer des propriétés comme la rigidité, la plasticité et l'aptitude au gonflement du matériau mais aussi les caractéristiques des écoulements interstitiels. L'existence d'une *structuration* liant les grains entre eux peut se présenter dans les roches argileuses; une telle structuration induit une augmentation de la résistance au cisaillement et de la rigidité ; elle peut être détériorée par l'application d'une contrainte mécanique ou par des variations de teneur en eau. La surconsolidation caractérise l'histoire des contraintes de la roche : la roche surconsolidée est moins rigide et a un comportement plus fragile et dilatant que la roche testée dans son domaine normalement consolidé.

Les diverses études expérimentales mettent en évidence les nombreuses difficultés liées à ces matériaux. Les très faibles perméabilités des roches argileuses de type « roche » ont nécessité l'élaboration de nouvelles techniques expérimentales de mesures de perméabilité. Ainsi les méthodes dites transitoires semblent les plus appropriées pour la mesure de la perméabilité des roches argileuses très peu perméables. Le fort couplage *HM* induit des temps caractéristiques de drainage et donc d'homogénéisation des pressions très longs. Les résultats expérimentaux sont donc largement tributaires des questions suivantes : l'échantillon est-il saturé ? La pression est-elle homogène ? Quel est l'état de contrainte effective initial ?

CHAPITRE 2

DISPOSITIF EXPERIMENTAL

II. DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL

II.1. L'installation triaxiale

L'appareil triaxial est sans doute l'installation expérimentale la plus complète pour étudier le comportement d'un matériau à des contraintes moyennes variables et pour déterminer ses caractéristiques intrinsèques au cours d'un essai homogène. Il permet notamment de réaliser, sur des éprouvettes cylindriques, des essais avec une contrainte radiale allant de zéro (essai uniaxial) jusqu'à des valeurs très importantes permettant de reproduire des confinements élevés que l'on peut rencontrer in situ. Récemment, l'intérêt scientifique croissant pour les processus de couplage dans les sols indurés et les roches tendres (couplages C-T-H-M) ont conduit au développement de nouvelles installations triaxiales plus complexes (Olsen et al., 1985; Delage, 2001; Laloui, 2001; Escoffier, 2002, etc.). L'installation triaxiale utilisée dans cette étude a été développée pour étudier les sols indurés et les roches tendres qui nécessitent l'application de contraintes moyennes et de pressions interstitielles relativement élevées. Les paragraphes suivants dressent une description générale de l'installation tout en soulignant les caractéristiques techniques essentielles pour l'étude des roches argileuses. De nombreux détails techniques concernant cette installation sont disponibles dans la thèse de Bésuelle, 1999.

L'installation triaxiale de l'étude comprend une cellule dimensionnée pour appliquer une pression maximale de confinement de 60 MPa, une contrainte déviatoire maximale de 270 MPa et une pression interstitielle maximale de 60 MPa, 4 générateurs de pression indépendants (*Photo II-1*), contrôlés par 4 régulateurs électroniques, un système d'acquisition (*Photo II-2*) et un système de régulation de la température de la cellule (à 0.05°C près) (*Photo II-3*). L'installation comprend par ailleurs divers capteurs de mesures. La *Figure II-2* est un schéma global de l'installation.

II.1.1. La cellule triaxiale

La cellule est autonome c'est à dire qu'elle contient son propre système de chargement axial. Un schéma de principe est présenté sur la *Figure II-1*. Elle est constituée de trois parties : l'embase de la cellule (12), la chambre de confinement (13) et la partie supérieure contenant le piston de chargement axial (1). L'échantillon (6) situé dans la chambre de confinement est isolé du fluide de confinement (huile) grâce à une membrane en néoprène

(7). Il repose sur une embase (5) insérée dans l'embase de la cellule. Cette embase de pied de l'échantillon est perforée en son centre afin de connecter l'échantillon à un circuit de drainage (11). Deux embases de pied, de hauteurs différentes, peuvent être utilisées afin d'élargir la gamme d'élancements possibles pour un échantillon. Une embase de tête (4) est placée sur la face supérieure de l'échantillon et est reliée à un second circuit de drainage (10) au moyen d'un capillaire souple connecté sur l'embase de la cellule. Grâce à ce système, le drainage de l'échantillon peut être contrôlé aux deux extrémités de celui-ci. L'embase de la cellule comprend donc trois circuits hydrauliques indépendants : un circuit pour le fluide de confinement (14) et deux circuits pour le fluide interstitiel.

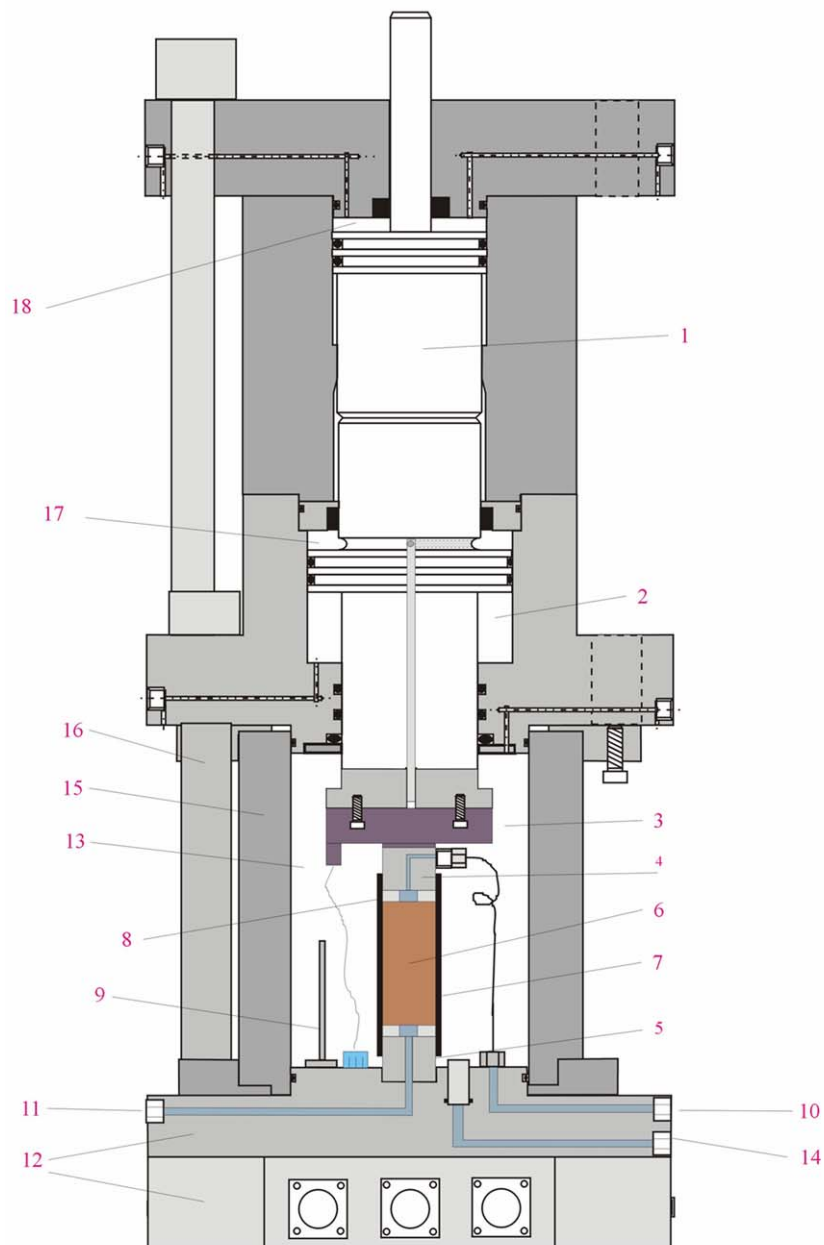


Figure II-1: Schéma de principe de la cellule triaxiale autonome.

La partie supérieure de la cellule comprenant le piston axial est divisée en trois chambres de pression. La chambre supérieure (18), en tête de piston, permet de contrôler la charge axiale de l'échantillon. La chambre d'*autocompensation* (17), reliée à la chambre de confinement, permet d'équilibrer le piston : l'effort exercé par la pression de confinement sur le piston est de ce fait compensé. Ainsi, la contrainte axiale appliquée en tête d'échantillon au moyen du piston est directement la contrainte déviatoire. Enfin, la chambre inférieure du piston (2), permet de faire remonter le piston en fin d'essai ou de réaliser des essais d'extension.



Photo II-1: Cellule triaxiale autonome et générateur de pression de fluide.

II.1.2. Les générateurs de pressions et les régulateurs électroniques associés

Les différentes pressions de fluide (de l'eau pour la pression interstitielle et de l'huile pour la pression de confinement et la pression axiale) sont générées et asservies par quatre systèmes identiques associant un générateur et un régulateur électronique. Les générateurs sont des pistons hydrauliques commandés en déplacement. Un capteur de pression 0-60 MPa est connecté sur la sortie hydraulique de chaque générateur. Un capteur de position angulaire intégré au moteur permet de déterminer la variation de volume de fluide à l'intérieur du piston. Pour les générateurs de pression interstitielle, connectés au circuit de drainage de l'échantillon, ce dispositif permettra de mesurer les variations de volume de l'échantillon avec une précision de $0,1 \text{ cm}^3$. Les régulateurs électroniques commandent le mouvement des moteurs des générateurs en se basant sur les signaux provenant de capteurs de mesures qui peuvent être des capteurs internes comme les capteurs de pression montés en sortie des générateurs, ou des capteurs externes. Le piston axial peut, par exemple, être contrôlé en déplacement grâce à un capteur de déplacement de type LVDT placé en tête de piston (capteur externe) ou être contrôlé en pression (capteur interne).

II.1.3. Acquisition des mesures et logiciel de contrôle

La chaîne d'acquisition de mesure installée est de type *Vishay Micromesures*. Elle comprend un système 4270A pour le conditionnement de jauges de déformation (20 voies de mesure) et un système universel 4280 pour le conditionnement de capteur de type LVDT et l'acquisition de mesure en tension (10 voies de mesures disponibles). Une interface (logiciel de contrôle *Sestar*) est disponible sur l'installation. Elle gère le dialogue avec les régulateurs électroniques, avec la chaîne d'acquisition et réalise la sauvegarde informatique des données. Un essai complet peut être programmé et par la suite adapté en cours d'essai par l'expérimentateur. Toute les données sont disponibles en continu pendant l'essai et par ailleurs une interface graphique permet de visualiser les résultats en temps réel. La *Figure II-2* est un schéma global de l'installation triaxiale.



Photo II-2: Vue d'ensemble de la centrale d'acquisition et des régulateurs.

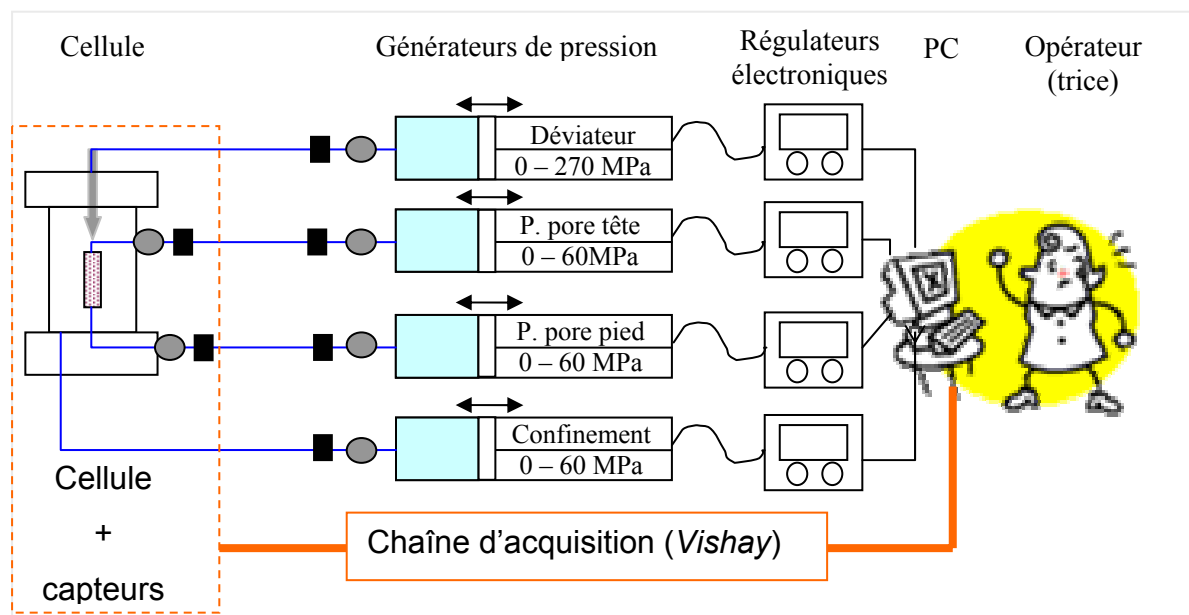


Figure II-2: Schéma global de l'installation triaxiale utilisée dans cette étude.

II.2. Les capteurs

Plusieurs capteurs externes sont utilisés afin d'optimiser notre étude sur le comportement hydromécanique des matériaux étudiés. Deux capteurs de pression supplémentaires (*modèle EPX0-P7, Entran*) ont été placés sur les circuits de drainage en sortie de cellule, c'est à dire au plus près de l'échantillon. La gamme de mesure de ces capteurs (0 – 10 MPa) a été choisi de telle sorte que la précision de la mesure des variations de pression interstitielle soit la meilleure. En effet, pour des roches argileuses prélevées à moyenne ou grande profondeur (relativement à un site de stockage de déchets nucléaires), la pression de pore moyenne in situ varie entre 1 et 6 MPa (Argile de Boom, $u=2.2$ MPa ; Argile à Opalinus, $u=2.5$ MPa ; Argilite de Meuse Haute Marne, $u=5$ MPa). Un thermocouple (9), situé dans la chambre de confinement, est utilisé pour mesurer la température autour de l'échantillon. Un capteur de déplacement de type LVDT (course de 4 mm) est positionné sur le haut du piston afin de contrôler les essais en déplacement ainsi que pour calculer la déformation de l'échantillon. Un capteur de force (modèle AMC, charge maximale 340 kN) (3) est placé en bout de piston afin de mesurer la force axiale appliquée en tête de l'échantillon. Ce capteur est équilibré c'est-à-dire qu'il ne mesure pas l'effort généré par la pression de confinement. Nous obtenons donc ainsi une mesure directe de l'effort relatif au déviateur de contrainte. Enfin, sept capteurs inductifs miniatures (LVDT) sont disposés dans la cellule, autour de l'échantillon, afin de mesurer les déformations axiale et radiale de l'échantillon tout en s'affranchissant des effets de bords aux extrémités de celui-ci et de l'influence de la rigidité de la cellule soumise aux mêmes efforts que l'échantillon. Ce système de LVDT est plus largement décrit dans le paragraphe II.4.

II.3. Contrôle de la température

Tester des échantillons saturés caractérisés par un fort degré de couplage nécessite de maîtriser le mieux possible les propriétés du fluide interstitiel comme son volume, sa pression et sa température. Les variations de volume induites au cours d'un essai, pendant des phases de consolidation ou de gonflement par exemple ou au cours d'une mesure de perméabilité, sont généralement très petites dans le cas des roches argileuses. Afin de mesurer précisément ces volumes, il convient de contrôler parfaitement la température au cours d'un essai. Les variations de température induisent de la dilatation ou de la contraction des volumes de fluide contenus dans l'échantillon et dans les circuits hydrauliques. Pour s'affranchir des effets de la variation de température sur nos résultats, la cellule, ainsi que les générateurs de pression interstitielle ont été enfermés dans une enceinte thermique (Photo II-3). Un régulateur de température permet de réguler la température dans chacune des deux enceintes grâce à des sondes thermiques placées à l'intérieur de celle-ci et des

éléments chauffants. Les deux enceintes communiquent grâce à des gaines isolantes dans lesquelles les flexibles amenant le fluide interstitiel à l'échantillon ont été placés. Ainsi l'air ambiant autour de la cellule, des circuits de fluide interstitiel et des générateurs de pression de pore est homogène en température. Pour améliorer la circulation de l'air entre les deux enceintes et pour faciliter l'homogénéisation de la température, des ventilateurs ont été mis en place dans les enceintes. La source de chaleur pour augmenter la température de l'air est constituée de plusieurs ampoules à incandescence. La source froide de ce système est le local dans lequel est placée l'installation expérimentale et qui est régulé en température au moyen d'une climatisation classique. La précision de la régulation dans l'enceinte est de l'ordre de $0,05^{\circ}\text{C}$.

Nous avons choisi d'imposer une température de 25°C dans les enceintes et pour cela la température de régulation dans le local a été fixée à 18 ou 21°C ($\pm 1^{\circ}\text{C}$) en fonction de la saison.

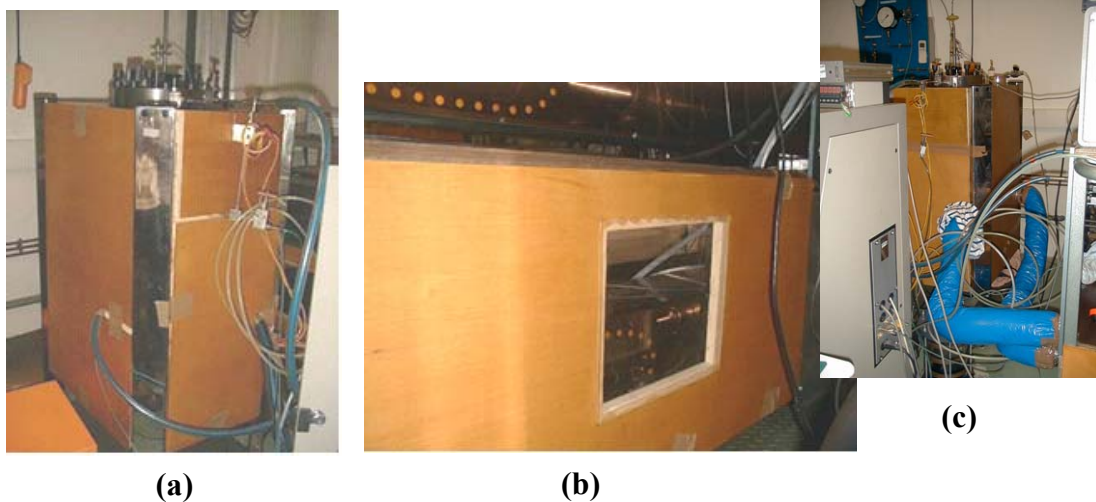


Photo II-3 : Enceintes thermiques dans lesquelles ont été placés la cellule (a) et les générateurs de pression interstitielle (b). Les deux enceintes sont reliées par des gaines isolées (c). La température est régulée à 25°C ($\pm 0.025^{\circ}\text{C}$).

II.4. Capteurs de déplacement locaux

La méthode classique pour caractériser le comportement mécanique des géomatériaux consiste à étudier la courbe *force-déplacement* ou bien encore la courbe *contrainte déviatoire-déformation axiale*. La principale difficulté pour obtenir expérimentalement ces

courbes, est la mesure de la *vraie* déformation de l'échantillon. Les sources d'erreurs sont nombreuses et dépendent du matériau testé. Afin d'accroître la précision des résultats, il est préférable d'avoir des mesures locales (au plus près de l'échantillon) plutôt que des mesures externes. Les mesures locales permettent notamment de s'affranchir des effets de bords à chaque extrémité de l'échantillon ou tout au moins de les réduire.

Romero (*Romero, 1999*) et Bésuelle (*Bésuelle, 1999*) comparent plusieurs techniques utilisées en laboratoire permettant la mesure locale des déplacements au cours d'un essai : electrolevel gages, capteur à effet Hall, capteur de proximité, capteur de déformation locale (LDT) et LVDT miniature (Linear Variable Differential Transducer) constituent les systèmes existants. Nous avons choisi d'utiliser un système composé de sept LVDTs miniatures (RDP Electronics D5/100K type) pour mesurer les déformations axiales et radiales de l'échantillon (*Photo II-4*). Ces LVDTs sont adaptés aux mesures dans l'huile (fluide de confinement) sous des niveaux de contrainte élevés et ils ont une large gamme de déplacement (course 5 mm). Par ailleurs, l'élément de mesure du capteur (le plongeur) est libre de se déplacer dans le corps du capteur, ce qui permet d'accommoder des déformations non uniformes. Ainsi les déplacements axiaux de l'échantillon sont mesurés au moyen de trois LVDTs miniatures, collés sur la membrane en néoprène de l'échantillon. Pour augmenter la précision sur la valeur de la déformation axiale, la moyenne des trois mesures est considérée. Les capteurs ne sont pas directement collés sur la membrane. Les LVDTs sont montés sur un support composé de deux pièces métalliques collées sur la membrane de telle sorte que le déplacement axial soit mesuré dans la partie centrale de l'échantillon i.e. sur une hauteur initiale de 25 mm environ (*Figure II-3*).



Photo II-4: Système de mesure de déformation local. Trois LVDTs mesurent la déformation axiale et quatre LVDTs mesurent la déformation radiale de l'échantillon.

Par ailleurs, quatre LVDTs miniatures ont été utilisés pour mesurer les déplacements radiaux de l'échantillon dans deux directions perpendiculaires autant que possible selon deux diamètres. Ces capteurs sont contenus dans un plan horizontal à mi-hauteur de l'échantillon au moyen d'un support disposé autour de l'échantillon et posé sur l'embase de la cellule (*Photo II-4*). Le plongeur de chaque LVDT est en contact avec la membrane. Un ressort miniature exerçant une force radiale, dirigée vers l'échantillon, a été placé sur chaque plongeur afin qu'il y ait toujours contact entre l'extrémité de ce dernier et la membrane.

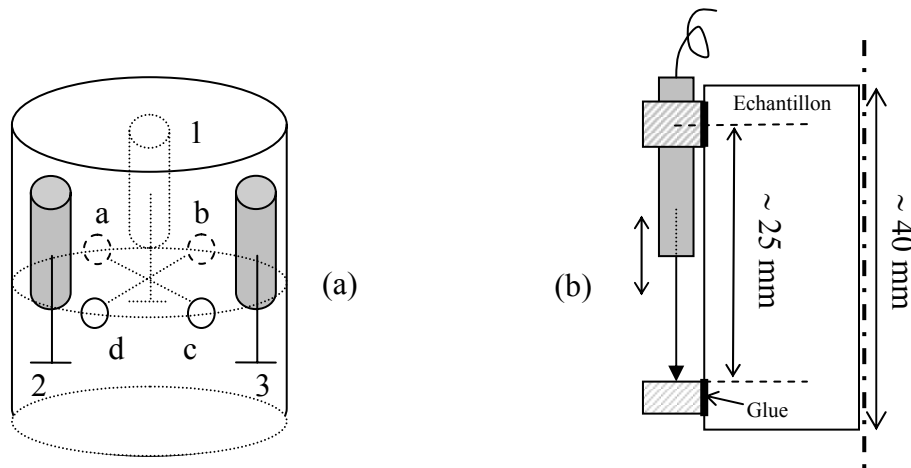


Figure II-3 : Mesure de déplacement axial et radial : (a) positionnement des LVDTs autour de l'échantillon, (b) principe de mesure du déplacement axial.

Si l'on exclut les erreurs de calibration et les erreurs liées à la chaîne d'acquisition, la précision et la qualité des mesures des déplacements internes dépendront de la qualité de la mise en place du système, du possible déplacement relatif de la membrane sur l'échantillon, de la variation d'épaisseur de la membrane en cours d'essai due à la variation de hauteur de l'échantillon ou à de l'imbibition du néoprène et des variations de pression. Un indésirable déplacement axial relatif de la membrane par rapport à l'échantillon est supposé être empêché par l'application d'une pression de confinement élevée. Un essai sur un échantillon d'acier a montré que les mesures de déplacement étaient peu influencées pour des pressions de confinement allant de 0.4 à 5 MPa.

ETUDE EXPERIMENTALE DE L'ARGILE DE BOOM

Cette partie consacrée à l'étude expérimentale de l'argile de Boom est divisée en deux chapitres. Le premier chapitre (chapitre 3) présente une synthèse bibliographique sur l'argile de Boom et décrit l'ensemble des essais ainsi que des procédures spécifiques mise en œuvre pendant la campagne expérimentale. Le second chapitre (chapitre 4) constitue une analyse détaillée des résultats expérimentaux.

CHAPITRE 3

ÉTAT DE L'ART

&

PROCEDURES EXPERIMENTALES

III. ETAT DE L'ART ET PROCEDURES EXPERIMENTALES

Ce chapitre constitue une première étape dans l'étude expérimentale de l'argile de Boom. Dans un premier temps une revue de la littérature concernant les propriétés physiques et le comportement hydromécanique de cette roche argileuse est présentée. Une attention particulière est portée à l'étude, par différents auteurs, de la perméabilité et de son évolution qui constituent la problématique centrale de ce travail de recherche.

Dans un second temps, nous présentons le programme de la campagne expérimentale puis une description détaillée des procédures et des protocoles expérimentaux spécifiques à cette campagne sont décrits.

III.1. Etude bibliographique

III.1.1. Propriétés physiques et géomécaniques de l'argile de Boom

L'argile de Boom appartient à une formation argileuse d'origine marine qui s'est constituée au cours de l'ère Tertiaire (étage Rupélien de l'Oligocène), il y a 30 millions d'années environ. Cette formation, présente notamment dans le Nord-Est de la Belgique, est pressentie comme une formation géologique hôte d'un site de stockage belge pour les déchets radioactifs. En effet, l'argile de Boom est un bon candidat à la fonction de barrière géologique car la couche qu'elle constitue est stable depuis plusieurs millions d'années, elle est peu perméable au fluide et elle possède des propriétés surprenantes de cicatrisation. Le Groupement d'Intérêt Economique *EURIDICE* fondé en 1995 par le *SCK-CEN* (Centre d'Etudes Nucléaire belge) et *NIRAS-ONDRAF*, supervise un ensemble de projets de recherche concernant le comportement de cette argile. Sur le site de Mol un laboratoire de recherche souterrain nommé *HADES* (*High Activity Disposal Experimental Site*) a été construit dans la dite couche, à une profondeur de 223 mètres environ. Dans la zone du laboratoire, la couche a une épaisseur d'environ 110 mètres. Récemment (début 2002), la zone du laboratoire a été étendue par le creusement d'une nouvelle galerie souterraine longue de 80 mètres (*Demarche et Bernier, 2002*). Les échantillons testés dans cette étude, proviennent de blocs prélevés lors du creusement de cette galerie.

L'argile de Boom a fait l'objet de nombreuses études au cours des 30 dernières années. Les objectifs principaux étaient de déterminer les caractéristiques géologiques et géotechniques de ce matériau et d'en comprendre le comportement thermo-hydro-mécanique (*Horseman et*

al., 1987; Baldi *et al.*, 1991; Mair *et al.*, 1992; Neerdael *et al.*, 1992; Coop *et al.*, 1995; Bernier *et al.*, 1997; Sultan, 1997; Delage *et al.*, 2000; Dehandschutter *et al.*, 2004,). Toutes ces études ont permis de caractériser l'argile de Boom comme étant une argile plastique, raide, surconsolidée, très peu perméable et ayant un fort potentiel de gonflement. *In situ*, la formation (unité lithostratigraphique) est stratifiée et peu fracturée (Mertens, 2002).

III.1.1.1. Composition minéralogique

La composition minéralogique de l'argile de Boom peut varier sensiblement d'une étude à l'autre notamment en fonction de la profondeur de prélèvement des échantillons : Baldi *et al.*, 1991 et Horseman *et al.*, 1987 observent des différences minéralogiques induisant des différences significatives entre les propriétés physiques et mécaniques d'échantillons prélevés à 223 mètres et à 240 ou 247 mètres sur le même site. Romero, 1999 propose un comparatif des compositions minéralogiques obtenues au cours de différentes études. On estime, en moyenne, à 55% la fraction argileuse (pourcentage de particules inférieures à 2 μm) principalement composée d'illite (50%) et de smectite (30%). Des interstratifiés « illite-smectite » et des kaolinites sont en moindre quantité (10% environ). La fraction non argileuse est essentiellement composée de quartz (25%) et de feldspath. L'argile de Boom contient, en faible quantité, des concrétions de pyrite (< 5%), de la calcite (< 5%) et des carbonates notamment sous la forme de nodules fossilisées (septaria) (Baldi *et al.*, 1991; Bernier *et al.*, 1997; Romero, 1999; Mertens, 2002). La forte proportion en illites et smectites va favoriser le gonflement de l'argile en présence d'eau. A la profondeur du laboratoire l'argile de Boom a une densité sèche de 1,7 g/cm³. Bien que l'argile de Boom se soit formée en milieu marin, la composition minéralogique de l'eau interstitielle *in situ* est dominée par du bicarbonate de sodium et ne contient pas de chlorure.

III.1.1.2. Microstructure de l'argile de Boom

Des images obtenues au microscope électronique environnemental (MEB) publiées par Dehandschutter *et al.*, 2004, permettent de découvrir la microstructure de l'argile de Boom naturelle (Figure III-1). L'étude de ces images combinée à l'analyse de courbes de distribution de tailles des pores, obtenues lors d'essais au porosimètre mercure, indiquent que l'argile de Boom, dans son état naturel, est un matériau fin, non cimenté, légèrement surconsolidé, à structure ouverte, à forte porosité et dont les particules sont alignées de manière préférentielle parallèlement à la stratigraphie. Sur la Figure III-1 apparaissent clairement des feuillets empilés parallèlement à la stratigraphie.

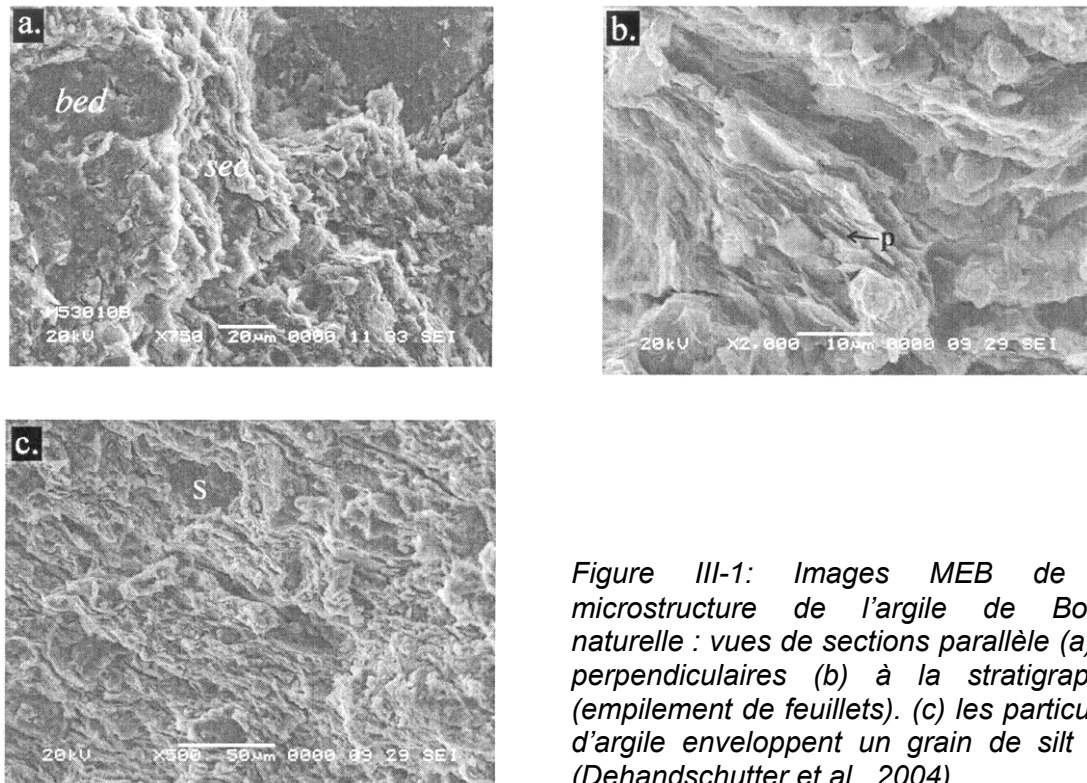


Figure III-1: Images MEB de la microstructure de l'argile de Boom naturelle : vues de sections parallèle (a) et perpendiculaires (b) à la stratigraphie (empilement de feuillets). (c) les particules d'argile enveloppent un grain de silt (S) (Dehandschutter et al., 2004).

III.1.1.3. Propriétés géomécaniques

Le Tableau III-1 indique l'état de contrainte auquel est soumis le matériau *in situ* : à la profondeur du laboratoire souterrain à Mol, l'état de contrainte est quasi isotrope. Les principales propriétés physiques et hydromécaniques de l'argile de Boom naturelle sont présentées dans le Tableau III-2.

La valeur des limites d'Atterberg indiquent que l'argile de Boom est de consistance très plastique (classification internationale des sols, *Lambe et Whitman, 1979*). Pour des valeurs élevées de l'indice de plasticité (50 %), les interactions eau-argile seront très importantes augmentant l'épaisseur de la couche d'eau liée et limitant donc les écoulements (*Delage et al., 2000*). L'indice de liquidité vaut en moyenne 0 indiquant que l'argile naturelle est raide.

Pression lithostatique (σ_v) [MPa]	4.5
Pression hydrostatique (u) [MPa]	2.2
K_0	0.9

Tableau III-1: Etat de contrainte *in situ* ($z = 223$ m) (Selfrac, 2004).

III.1.2. Comportement Hydromécanique

Les différentes études expérimentales réalisées en laboratoire constituent une base de données sur le comportement *HM* de l'argile de Boom naturelle. Les principaux essais répertoriés sont des essais sur chemins oedométrique et triaxial. Les conditions d'essais sont très variables et de nombreux cas de figure existent : les essais peuvent être drainés ou non drainés, sur des échantillons saturés ou non, intacts ou remaniés. L'anisotropie des propriétés de l'argile de Boom est parfois étudiée par le biais d'essais sur des échantillons d'orientation variable (généralement perpendiculaire et parallèle à la stratigraphie). Dans ce qui suit, nous nous attacherons à décrire et à comparer certaines des données disponibles à ce jour afin d'en dégager les principaux traits du comportement *HM* de l'argile de Boom. Notons que la comparaison de résultats de la littérature n'est pas aisée : il s'agit de comparer des comportements *HM* d'échantillons dont l'état initial est probablement différent (en terme de teneur en eau, d'indice des vides et de fissuration) et pour des conditions d'essais très différentes (notamment la phase de saturation/consolidation).

Propriétés HM	Module de Young [MPa]	200-400
	Coefficient Poisson	0.125
	Cohésion [kPa]	300
	Angle de frottement [°]	18 – 24
	Angle de dilatance [°]	0 – 10
	Résistance à la compression simple [MPa]	2
	Porosité (%)	39
	Permeabilité intacte (conditions in situ) [m ²]	$2 \cdot 10^{-19}$ - $4 \cdot 10^{-19}$
	Teneur en eau (%)	22-27
Limites d'Atterberg	Limite de plasticité (%)	23-29
	Limite de liquidité (%)	55-80
	Indice de plasticité (%)	32-51

Tableau III-2: Propriétés physiques et hydromécaniques de l'argile de Boom naturelle (z = 223 m) (Horseman et al., 1987; Baldi et al., 1991; Bernier et al., 1997).

III.1.2.1. Effet de la structure

Coop et al., 1995 ont étudié l'influence de la structure sur la résistance au cisaillement et sur la rigidité de différents matériaux dont l'argile de Boom. Pour cela, ils ont comparé les comportements, dans des conditions identiques de contrainte moyenne et de teneur eau, d'échantillons naturels et remaniés. Dans le cas de l'argile de Boom, alors que la structure a une influence sur la résistance du matériau, il semble que la rigidité en soit indépendante. *Coop et al., 1995* concluent à une structure inhomogène de l'argile de Boom, c'est-à-dire une structure fortement induite par la stratification du matériau et non pas par de la cimentation. Nous rappelons ici que la teneur en carbonate de calcium est très faible dans l'argile de Boom (< 5%) ce qui soutient le fait que le matériau soit peu cimenté. Par ailleurs, *Dehandschutter et al., 2004* observent sur des images *MEB* l'absence de cimentation de cette argile.

Van Impe, 1993 écrit que les essais sur le matériau naturel et sur le matériau reconstitué conduisent à des résultats similaires indiquant une faible influence de la structure sur le comportement de l'argile de Boom. Cependant les courbes présentées montrent au contraire, à nos yeux, des différences importantes (Figure III-7), notamment l'absence de pic pour les échantillons remaniés.

III.1.2.2. Effet de la contrainte de consolidation

L'argile de Boom ayant une très faible perméabilité, le temps nécessaire pour atteindre la consolidation complète d'un échantillon peut être très long. *Horseman et al., 1987* indiquent que le temps de consolidation varie entre une semaine pour une valeur de la contrainte effective isotrope proche de celle *in situ* (2,3 MPa) à plus d'un mois pour des valeurs de contraintes plus élevées (dimensions des échantillons : 15,2 cm de hauteur et 7,62 cm de diamètre). Sous une contrainte isotrope de 1,5 MPa, *Baldi et al., 1991* observe de la consolidation au delà de 66 heures pour un échantillon de hauteur 7,5 cm et d'élancement 2. *Coop et al., 1995* évoquent des essais drainés durant jusqu'à 4 mois.

Le comportement volumique en fonction de la contrainte de consolidation est étudié sur des chemins de charge oedométrique ou isotrope. Le comportement observé présente les caractéristiques suivantes : un gonflement important aux faibles contraintes, une limite entre le domaine surconsolidé et normalement consolidé clairement définie mais qui reste sujette à caution car non confirmée jusqu'à présent par les études géologiques, un domaine surconsolidé avec des déformations irréversibles assez faibles jusqu'à des niveaux de contrainte de l'ordre de 10 MPa.

× Détermination de la contrainte de préconsolidation

Horseman et al., 1987 ont réalisé plusieurs essais de compression oedométrique sur des échantillons d'argile de Boom prélevés à 247 mètres de profondeur. Au cours de ces essais des cycles de charge-décharge ont été réalisés et la contrainte effective verticale maximale atteinte était de 32 MPa. Un de ces essais est présenté à la Figure III-2. Une pression de préconsolidation moyenne de l'ordre de 6 MPa et un OCR de 2,4 ont été déterminés. Cependant, à l'heure actuelle aucun évènement géologique connu ne justifie cet état et *Horseman et al., 1987* parlent de « pseudo-surconsolidation ». L'importance des déformations irréversibles est limitée au cours des deux premiers cycles de charge-décharge. Ces essais ont permis d'obtenir un coefficient de compressibilité à la charge moyen (C_c) de 0,41 et un coefficient de gonflement moyen (C_s) de 0,1. *Horseman et al., 1987* ont par ailleurs réalisé un essai de compression isotrope jusqu'à une valeur de la contrainte de 10,43 MPa. Les auteurs estiment malheureusement ne pas avoir assez de points de mesure pour déterminer précisément la compressibilité isotrope de l'argile de Boom et pour confirmer la limite entre les domaines surconsolidé et normalement consolidé. Ainsi, ils conseillent de réaliser au moins un cycle de charge-décharge pour déterminer ces paramètres et estiment à 9 mois la durée d'un essai de consolidation isotrope complet.

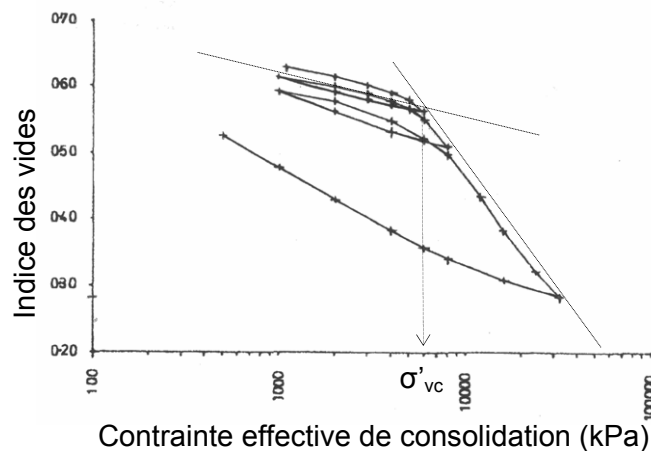


Figure III-2: Essai de compression oedométrique sur un échantillon d'argile de Boom (test OCD/55/1, $z=247$ m) (*Horseman et al., 1987*).

Baldi et al., 1991 ont par la suite réalisé plusieurs essais de compression oedométrique (à déformation contrôlée et à effort contrôlé) jusqu'à un niveau de contrainte effective axiale de 10 MPa. Ils n'observent pas de transition marquée entre le domaine surconsolidé et le domaine normalement consolidé notamment à cause d'un fort gonflement aux faibles contraintes. Cependant, ils estiment à 5 MPa la valeur de la contrainte de préconsolidation. La prise d'eau importante par un échantillon sous faible contrainte est susceptible

d'endommager l'échantillon, c'est à dire de diminuer ses caractéristiques physiques et mécaniques (notamment la compressibilité, voir Partie I de ce mémoire). Ce risque est d'autant plus grand pour les argiles sensibles et les argiles surconsolidées. Pour cette raison, *Baldi et al., 1991* ont choisi une procédure de consolidation particulière consistant à charger l'échantillon avec sa teneur en eau naturelle, en condition non drainé, jusqu'au niveau de contrainte *in situ* puis à fournir de l'eau à l'échantillon pour le saturer de telle sorte que le gonflement aux faibles contraintes soit minimisé. Cette nouvelle procédure n'a pas réellement permis d'améliorer l'observation de la transition entre le domaine surconsolidé et le domaine normalement consolidé.

Sultan, 1997 a déterminé la contrainte de préconsolidation de l'argile de Boom au cours d'un essai de compression isotrope qui a consisté à augmenter la contrainte effective isotrope jusqu'à 3 MPa. Une valeur de 0.37 MPa a été déterminée. Cette valeur est très inférieure aux valeurs précédemment présentées. Pourtant celle-ci a été confirmée par d'autres essais menés jusqu'à 10 MPa de contrainte effective isotrope. Une saturation incomplète des échantillons pourrait expliquer une si faible valeur. Un contrôle de l'état de saturation (mesure du coefficient de Skempton) a semble-t-il pourtant été réalisé. *Sultan, 1997* précise cependant que les éprouvettes testées avaient été prélevées dix ans auparavant ce qui peut bien évidemment influencer les résultats.

* Réversibilité des déformations

Le comportement volumique de l'argile de Boom en fonction de la contrainte de consolidation se caractérise par peu de déformations irréversibles pour des niveaux de contrainte inférieurs à 10 MPa. En effet, des cycles de charges-décharges de la contrainte isotrope en condition drainée jusqu'à un niveau de contrainte de 8 MPa ou 10 MPa montrent que les déformations volumiques irréversibles sont faibles (*Baldi et al., 1991*). Le recouvrement important des déformations à la décharge est la conséquence d'un gonflement conséquent du matériau. Ce gonflement est attribué à des processus réversibles électro-chimiques. Cependant, les résultats de *Baldi et al., 1991* montrent que le comportement volumique observé dépend de la méthode de mesure. Ainsi, si les déformations irréversibles sont inférieures à 1,5% (pour une charge isotrope à 8 MPa) lorsque la déformation volumique est calculée à partir de la déformation axiale mesurée ($\epsilon_v = 3\epsilon_a$), elles doublent lorsqu'ils considèrent les variations de volume d'eau de l'échantillon : cette observation est un indicateur de l'anisotropie des déformations.

* Gonflement

Toutes les études mettent en évidence des déformations volumiques négatives (gonflement) pour de faibles niveaux de contrainte oedométrique ou isotrope (*Horseman et al., 1987; Baldi et al., 1991; Sultan, 1997*).

Baldi et al., 1991 mettent en évidence un gonflement très important au cours des phases de décharge d'essais oedométriques sur l'argile de Boom qui induit un recouvrement inhabituel des déformations. De par sa composition minéralogique, l'argile de Boom est encline à gonfler. La Figure III-3 est un schéma du comportement théorique de l'argile en condition oedométrique proposant une interprétation de l'effet du gonflement : à la décharge (phase 1), la déformation volumique due au gonflement mécanique (diminution de la contrainte effective) est amplifiée aux faibles contraintes par les déformations volumiques dues au gonflement interparticulaire (physico-chimique) (phase 2). On observe ainsi un changement de comportement au cours de la décharge. Sur la base de courbes expérimentales, *Baldi et al.*, 1991 mettent en évidence la contrainte pour laquelle le gonflement physico-chimique n'est plus masqué par le gonflement mécanique. En pratique la valeur de cette contrainte limite n'est pas toujours facile déterminer. Elle correspond au point de rupture de pente entre les phases 1 et 2.

Sultan, 1997 mesure un gonflement d'environ 1,5% sous une contrainte effective isotrope de 0,08 MPa (contre pression de 1 MPa).

Horseman et al., 1987 observent du gonflement pour des niveaux de contrainte isotrope allant jusqu'à 2,85 MPa. Au delà de cette valeur la déformation volumique globale de l'échantillon est positive (consolidation). Cependant, les mesures des déformations axiale et latérale au moyen de LVDT miniatures prises individuellement montrent une anisotropie des déformations et mettent en évidence du gonflement dans la direction latérale à très fort confinement ($p'_0 = 4$ MPa). Les auteurs n'expliquent pas ce gonflement à un tel niveau de contrainte et soupçonne un problème lié à la mesure des déformations avec les LVDTs. Ils valident cependant la déformation volumique globale en la comparant à la variation de volume d'eau dans l'échantillon.

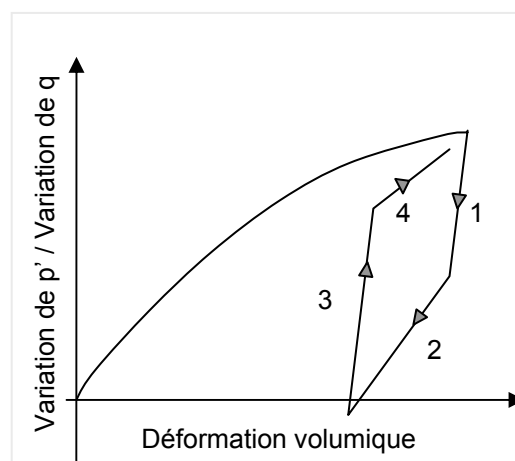


Figure III-3: Influence des divers mécanismes de gonflement sur la réponse volumique d'un échantillon lors d'un cycle de charge-décharge-recharge.

La pression de gonflement est définie comme la pression de consolidation pour laquelle les variations de volume de l'échantillon sont nulles. Des valeurs comprises entre 0,3 et 0,4 MPa ont été mesurées par *Baldi et al., 1991* et entre 0,8 et 0,9 MPa par *Horseman et al., 1987* à l'oedomètre.

Le gonflement de l'argile de Boom est associé à l'augmentation de la teneur en eau des échantillons. La teneur en eau et le degré de saturation ont une influence sur le comportement du matériau. *Baldi et al., 1991* observent que les échantillons à plus grande teneur en eau paraissent plus «tendres» lors de la préparation des éprouvettes.

III.1.2.3. Effet de la contrainte déviatoire sur des chemins de compression et d'extension

Les essais de compression triaxiale présentés dans la littérature indiquent que le comportement à la rupture de l'argile de Boom naturelle saturée dépend fortement du niveau de la contrainte moyenne effective initiale (p'_0) (ou du niveau de surconsolidation), des conditions de drainage et de la structure (*Horseman et al., 1987; Baldi et al., 1991; Mair et al., 1992; Coop et al., 1995; Sultan, 1997*). La courbe déviateur-déformation axiale (q - ϵ_a) est non linéaire et les variations de volume peuvent être contractantes ou dilatantes selon le cas. Un tableau répertoriant les caractéristiques principales de quelques essais triaxiaux sur l'argile de Boom ainsi que les références associées est fourni en annexe de ce mémoire ([Annexe 3-1](#)).

En condition drainée et à basse contrainte, la courbe (q - ϵ_a) présente un pic au delà duquel le déviateur chute jusqu'à une valeur résiduelle. Le comportement volumique est globalement contractant puis dilatant dans la zone post-pic (Figure III-4). Lorsque p'_0 augmente, le pic du déviateur des contraintes est de moins en moins marqué et un comportement à plateau se développe ; la dilatance post-pic disparaît et la rigidité augmente légèrement. Pour des niveaux de contrainte isotrope moyens ($p'_0 = 3$ et 4 MPa), *Baldi et al., 1991* observent cependant un radoucissement mais seulement après 8% et 12% de déformation axiale. Notons que pour *Baldi et al., 1991* la condition drainée est satisfaite pour une vitesse de déplacement de 1 $\mu\text{m}/\text{min}$, la hauteur initiale des échantillons étant de 7,6 cm. Le déviateur à la rupture reste inférieur à 3,5 MPa pour les niveaux de contraintes étudiés et pour une teneur en eau de 25,7%. A très basse pression (p'_0 compris entre 0,15 et 0,365 MPa), *Sultan, 1997* observe, sur des échantillons dont la teneur en eau est au dessus de la moyenne ($> 27\%$), un comportement volumique similaire (contractance jusqu'au pic) mais le radoucissement de la contrainte est quasi inexistant. La teneur en eau, plus élevée que pour les échantillons testés par *Baldi et al., 1991*, peut expliquer un comportement moins rigide et moins fragile (voir Partie I de ce mémoire). Par ailleurs, la profondeur de prélèvement diffère

dans les études et *Baldi et al.*, 1991 démontrent, sur la base d'essais réalisés sur des échantillons prélevés à 223 mètres et à 240 mètres, que le comportement *HM* dépend fortement de la profondeur : en fonction de la profondeur le matériau n'est pas le même.

Sultan, 1997 montre que le taux de surconsolidation (OCR) a la même influence sur le comportement *HM* de l'argile de Boom que la contrainte isotrope initiale : le matériau est d'autant plus rigide et ductile que l'OCR est faible.

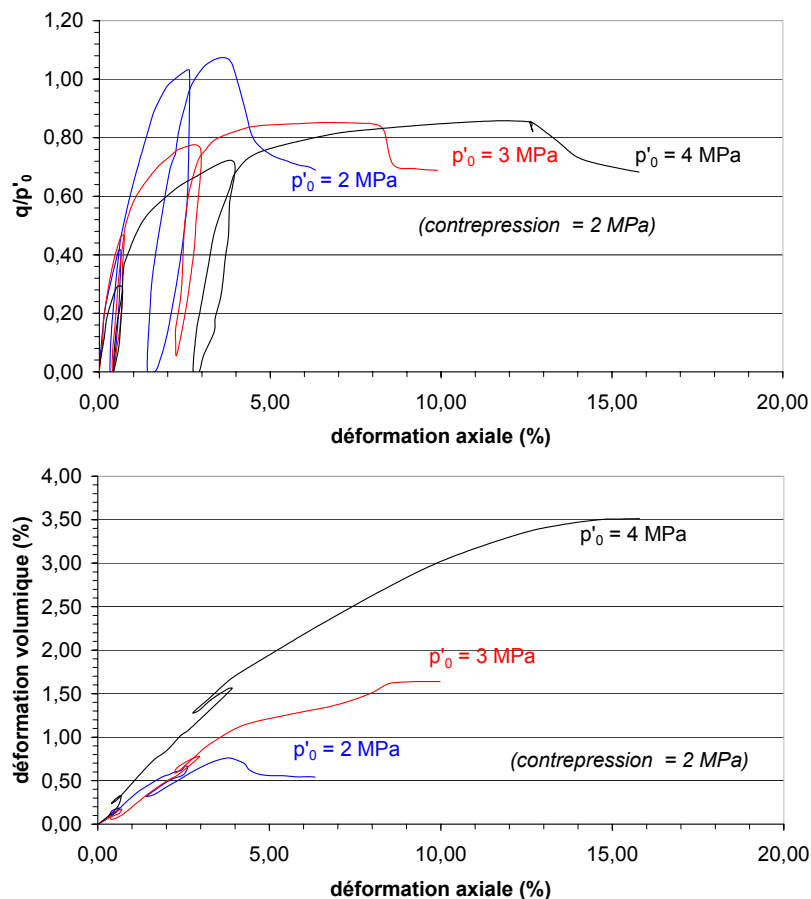


Figure III-4: Essais de compression triaxiale drainés ($v_{dépl} = 0,001$ mm/min, $H_0 = 7,6$ cm) sur des échantillons d'argile de Boom prélevés à 223 mètres de profondeur. Trois niveaux de contrainte effective initiale ont été testés (*Baldi et al.*, 1991).

En condition non drainée, la courbe déviateur-déformation axiale présente un pic marqué même pour des états de contrainte effective isotrope élevée : *Baldi et al.*, 1991 n'observent plus de radoucissement au delà de 3,77 MPa (Figure III-5) alors que *Horseman et al.*, 1987 obtiennent encore un pic très marqué pour $p'_0 = 5,42$ MPa (Figure III-6). Les deux campagnes expérimentales ont été réalisées sur des échantillons provenant de différentes profondeurs ce qui peut là encore expliquer les différences observées. La variation de pression interstitielle, indique un comportement d'abord contractant puis dilatant de l'échantillon. Dans le cas des essais de *Horseman et al.*, 1987, la dilatance apparaît au

moment du pic alors qu'elle survient beaucoup plus tôt dans les essais présentés par *Baldi et al.*, 1991. La rigidité des échantillons est d'autant plus importante que la contrainte effective isotrope est grande. *Horseman et al.*, 1987 mesurent des modules de Young non drainés (E_u) sécant à 1% de déformation compris entre 100 et 300 MPa. Les valeurs du module tangent à 50% du déviateur à la rupture sont inférieures et comprises entre 80 et 200 MPa.

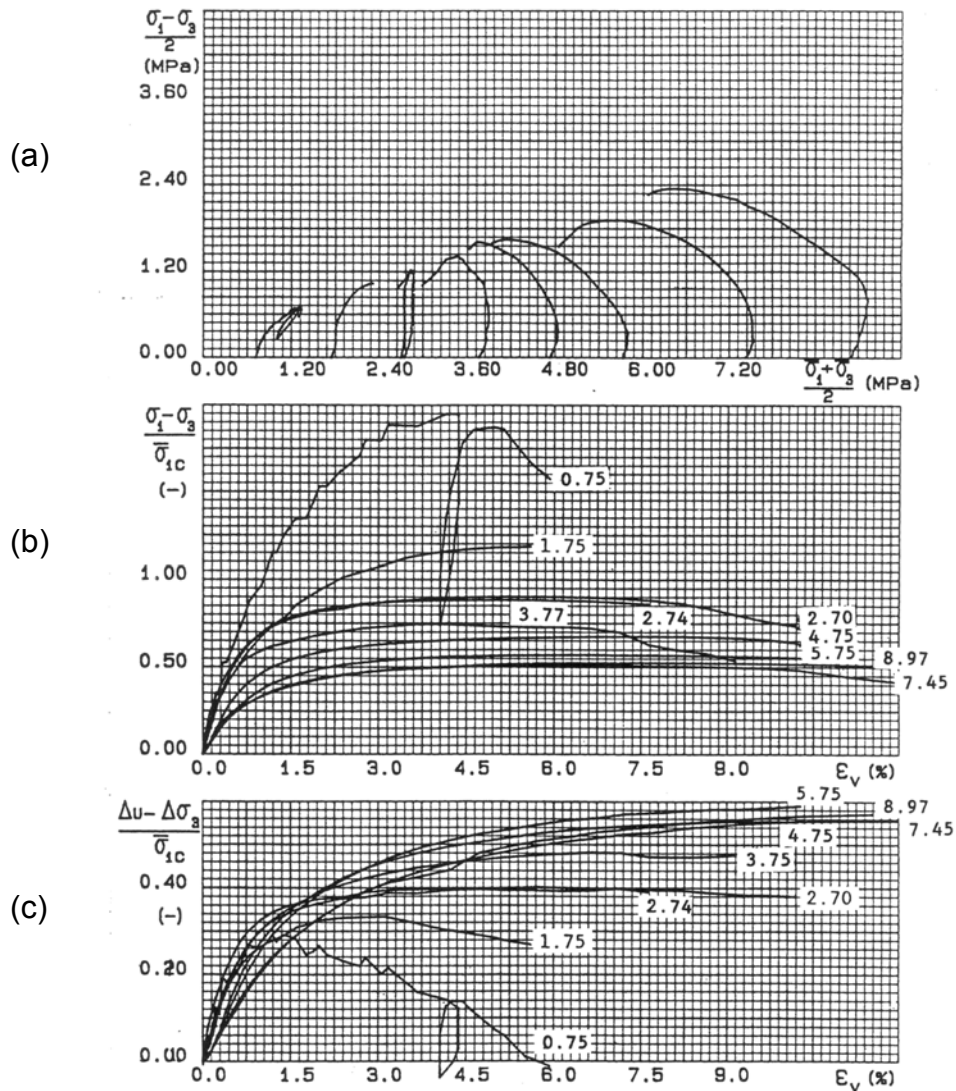


Figure III-5: Essais de compression triaxiale non drainés sur des échantillons naturels d'argile de Boom prélevés à 240 mètres de profondeur. (a) Chemin de contrainte dans le plan (s,t) ; (b) Déviateur normalisé par la contrainte effective isotrope initiale en fonction de la déformation volumique ; (c) Surpressions interstitielles corrigées des variations du confinement en fonction de la déformation volumique (Baldi et Hueckel (1985) cité dans Baldi et al., 1991).

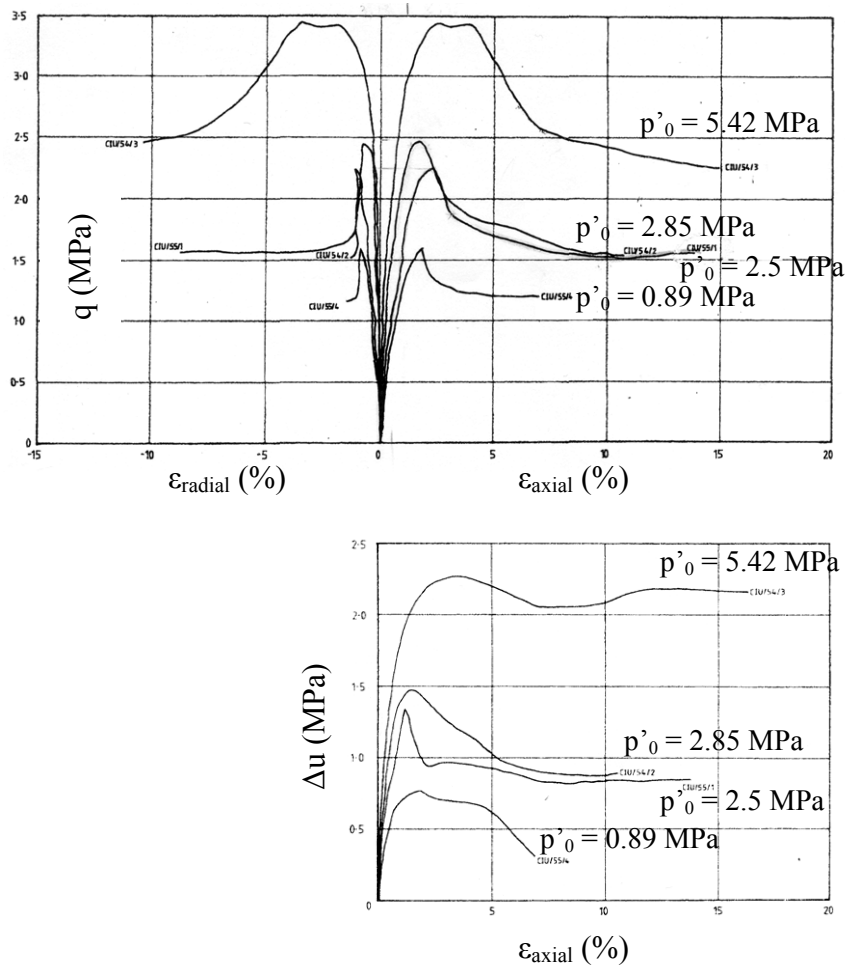


Figure III-6: Essais de compression triaxiale non drainés sur des échantillons naturels d'argile de Boom ($z = 247$ m) pour différents niveaux de contrainte effective initiale : (a) déviateur de contrainte fonction des déformations axiale et radiale ; (b) variations de pression de pore fonction de la déformation axiale (Horseman et al., 1987).

Van Impe, 1993 réalise des essais de compression et d'extension triaxiale en condition non drainée à partir d'une contrainte effective initiale isotrope de 2,25 MPa (Figure III-7). La phase de consolidation n'est pas discutée par l'auteur. Les essais de compression donnent des résultats assez différents d'un essai à l'autre peut-être du fait de variations de la teneur en eau initiale. Nous n'avons pas assez de données pour discuter plus en avant ces résultats. Cependant, il permettent d'entrevoir la difficulté à reproduire des essais dans ce type de matériaux. La résistance exhibée en extension ($-1,4 < \sigma_e^{\max} < -2$ MPa) est légèrement inférieure à celle obtenue en compression pour le même niveau de contrainte moyenne ($-1,7 < \sigma_c^{\max} < -2,3$ MPa). Ce résultat a par ailleurs été obtenu par Coop et al., 1995. L'interprétation de ces essais a permis de déterminer notamment la cohésion non drainée de l'argile de Boom : $C_u^c = 900 - 1000$ kPa en compression et $C_u^e = 700 - 800$ kPa

en extension. L'angle de frottement au pic a été évalué à 24° et l'angle de frottement résiduel à $21,9^\circ$ en compression et $21,4^\circ$ en extension.

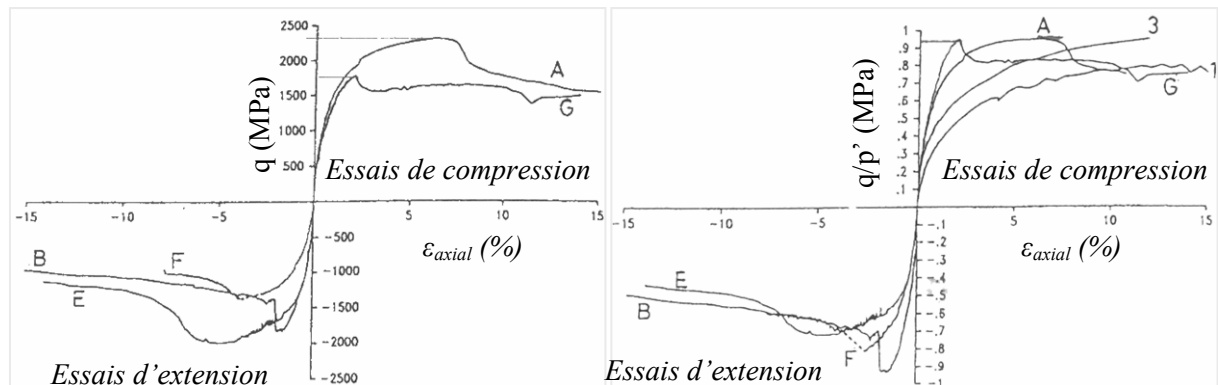


Figure III-7: Essais de compression et d'extension triaxiale non drainés sur des échantillons naturels d'argile de Boom (A, B, E, F et G) et des échantillons remaniés (1 et 3) ($z = 223$ m et $p'_0 = 2,25$ MPa) (Van Impe, 1993).

La Figure III-8 représente la déviateur maximal q_{max} en fonction (a) de la contrainte effective isotrope initiale p'_0 et (b) en fonction de la contrainte moyenne effective p' à la rupture pour les différents essais répertoriés dans la littérature. Cette figure montre un bon accord entre les différents essais malgré les nombreuses différences entre chaque étude expérimentale. Les essais de *Sultan, 1997* apparaissent cependant légèrement en dehors de la tendance générale du comportement de l'argile de Boom dans les plans q - p'_0 . La Figure III-8 (a) met en évidence la transition du domaine surconsolidé au domaine normalement consolidé : au delà de 5 MPa le déviateur maximum s'aligne sur une droite passant par l'origine caractéristique du comportement normalement consolidé. Ceci confirmerait la valeur de la pression de préconsolidation estimée entre 5 et 6 MPa. Dans la Figure III-8-b le lieu des pics est une courbe passant par l'origine indiquant que la cohésion effective de l'argile de Boom, même faiblement surconsolidée, est nulle. Ceci est un résultat classique du comportement des argiles surconsolidées non structurées (*Rampello, 1991; Burland et al., 1996; Scarpelli et al., 2003*). En théorie, pour comparer et discuter tous les essais présentés dans le plan q - p' il aurait fallu normaliser les valeurs du déviateur et de la contrainte moyenne par la valeur de la contrainte moyenne équivalente (paramètre de Hvorslev) (*Wood, 1990*). Ainsi l'influence sur la résistance au cisaillement de l'indice des vides initial et de la structure du matériau est supprimée. Ceci n'a pu être fait dans le cadre de ce travail de recherche par manque de données bibliographiques.

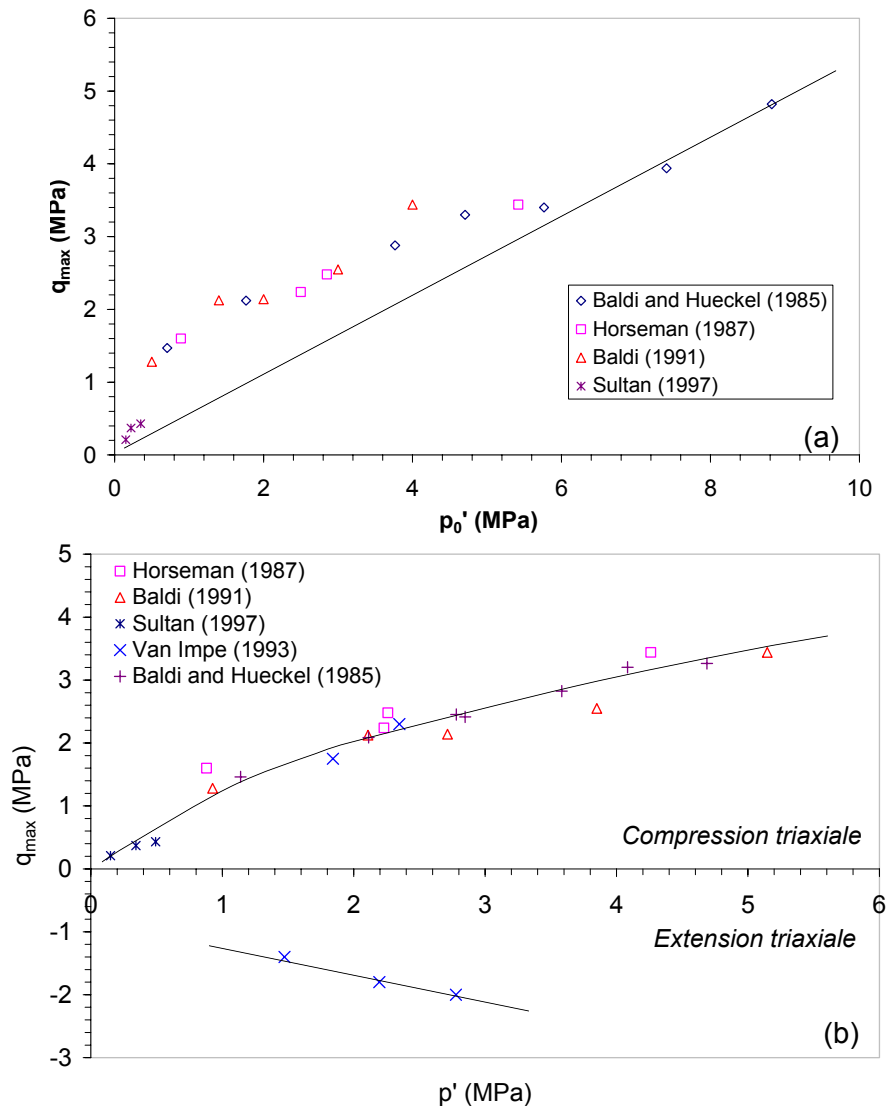


Figure III-8: Représentation dans le plan (a) $q_{max}-p'_0$ et (b) $q_{max}-p'$ d'un certain nombre d'essais triaxiaux répertoriés dans la littérature.

III.1.2.4. Modes de rupture en condition triaxiale

Des plans de cisaillement sont systématiquement observés lors des essais de compression triaxiale (Horseman et al., 1987; Baldi et al., 1991; Van Impe, 1993; Coop et al., 1995). Horseman et al., 1987 précisent que deux plans de cisaillement sont principalement observés au cours d'essais CIU (consolidation isotrope suivi d'un cisaillement non drainé) à température ambiante et que pour une contrainte proche de la contrainte de préconsolidation, une déformation en tonneau de l'échantillon se produit avant l'apparition d'un plan de cisaillement. Les orientations moyennes des deux plans de cisaillement observés, par rapport à la direction de la contrainte majeure, sont respectivement 49° et 40° . Des analyses de lames minces au microscope électronique d'argile prélevés près des plans

de cisaillement ont révélé une réorientation des particules d'argile le long des plans de cisaillement. Les particules sont réorientées dans une bande d'épaisseur de 40 à 100 μm .

III.1.2.5. Anisotropie du comportement

Des mesures locales des déformations axiales et radiales montrent que les déformations ne sont pas isotropes (*Horseman et al., 1987*). *Baldi et al., 1991* comparent la variation de volume d'un échantillon calculée comme étant le triple de la déformation axiale (ils considèrent donc des déformations isotropes) à la variation de volume d'eau dans l'échantillon. L'hypothèse de déformations isotropes induit la sous-estimation de la variation de volume. Les auteurs définissent un facteur d'anisotropie noté β égal au rapport entre la déformation axiale et la déformation radiale. Ils observent que ce rapport décroît quasi linéairement avec le logarithme de la contrainte effective isotrope sur une gamme allant de 2 à 8 MPa. Ils observent par ailleurs un domaine de contrainte (2 – 5 MPa) dans lequel les déformations sont presque isotropes et élastiques. Ce domaine correspond au domaine surconsolidé.

Pour conclure sur le comportement de l'argile de Boom en condition triaxiale, on peut écrire que les essais de compression et d'extension triaxiale mettent en évidence une transition de type « fragile-ductile ». Celle-ci a été étudiée pour l'argile de Boom à l'échelle microscopique par *Dehandschutter et al., 2004*. Par ailleurs, on peut estimer que pour un niveau de contrainte moyenne effective *in situ*, la valeur maximale du déviateur en compression est de l'ordre de 2 à 2,5 MPa et est atteinte pour une déformation axiale d'environ 4%.

III.1.2.6. Mesures de perméabilité sur l'argile de Boom

Selon les études, plusieurs méthodes ont été utilisées pour déterminer la perméabilité de l'argile de Boom. *Horseman et al., 1987* ont déduit une valeur de la conductivité hydraulique K de courbes de consolidation obtenues à l'oedomètre en se basant sur la théorie de la consolidation de Terzaghi, méthode basée sur de très fortes hypothèses. La Figure III-9 montre que la conductivité hydraulique diminue de $1,8 \cdot 10^{-12}$ m/s à 10^{-13} m/s lorsque la contrainte effective verticale augmente de 2 à 32 MPa, soit un ordre de grandeur seulement. Les valeurs observées sont relativement dispersées pour une contrainte donnée et il est difficile d'observer une corrélation entre K et σ'_v même si les auteurs suggèrent une décroissance linéaire de K en première approximation. On constate cependant que K décroît quand σ'_v augmente. Ils n'observent pas de changement de tendance entre le domaine surconsolidé ($\sigma'_v < 6$ MPa) et le domaine normalement consolidé. Pour un flux perpendiculaire à la stratigraphie, la conductivité hydraulique à la contrainte *in situ* (2,3 MPa)

est comprise entre 2 et $3,5 \cdot 10^{-12}$ m/s et pour un flux parallèle à la stratigraphie, une valeur de $5,5 \cdot 10^{-12}$ a été estimée. Aux plus fortes contraintes ($\sigma'_v > 30$ MPa) la conductivité hydraulique varie entre $1 \cdot 10^{-13}$ et $4 \cdot 10^{-13}$ m/s.

Baldi *et al.*, 1991 observent une décroissance de la conductivité hydraulique de l'argile de Boom de 1 ordre de grandeur seulement pour une variation de contrainte verticale de 1 à 10 MPa. La valeur moyenne pour les conditions in situ est $2 \cdot 10^{-11}$ à $2 \cdot 10^{-12}$ m/s.

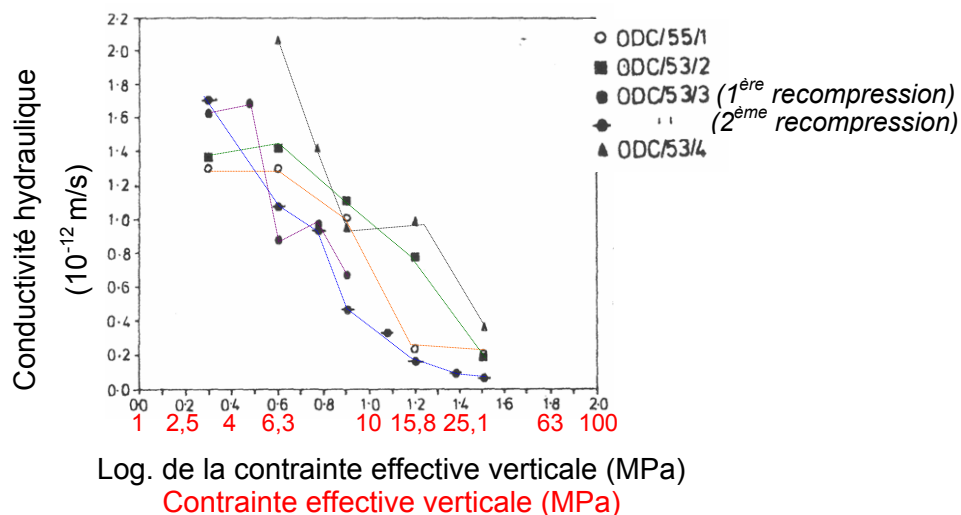


Figure III-9: Evolution de la conductivité hydraulique de l'argile de Boom en fonction du logarithme de la contrainte de consolidation effective axiale pour plusieurs essais oedométriques (Horseman *et al.*, 1987).

Delage *et al.*, 2000 étudient la variation de conductivité hydraulique de l'argile de Boom naturelle (profondeur de prélèvement : 223m) au cours d'essais de consolidation thermique dans une cellule isotrope haute pression spécifique (l'accroissement de température pendant l'essai induit de la consolidation). La méthode utilisée pour mesurer la perméabilité est la méthode stationnaire sur des échantillons de 22,95 mm de hauteur et de diamètre 37,3 mm. Après une phase de saturation et une phase de consolidation mécanique ($p'_0 = 2,5$ MPa, $u = 40$ kPa), un gradient de pression d'eau de 1 MPa est appliqué à l'échantillon. Dans ces conditions, le temps pour atteindre le régime permanent est d'environ 10 heures. Ces mesures sont réalisées pour des températures comprises entre 20 et 95°C.

Delage *et al.*, 2000 pensent qu'un gradient de pression aussi important n'influence pas les résultats et pour cela ils se basent sur d'autres mesures réalisées dans différentes conditions (mesures à charge variable dans une cellule oedométrique) et donnant des résultats similaires. Trois niveaux de contrainte effective isotrope sont étudiés dans le domaine surconsolidé : 2,5, 4 et 6 MPa. Ainsi, pour les conditions *in situ* (39% de porosité, $p'_0 = 2,5$ MPa et à 20°C), ils mesurent une conductivité hydraulique de $2,5 \cdot 10^{-12}$ m/s valeur plus

grande que celle obtenue par *Horseman et al., 1987*. La conductivité hydraulique varie au cours d'un essai du fait des effets couplés de la variation de température et de la diminution de porosité due à l'augmentation de la contrainte de consolidation. En considérant la perméabilité intrinsèque indépendante des caractéristiques du fluide et de l'influence de la température sur l'eau, ils montrent que la perméabilité varie linéairement en fonction de la porosité (échelle semi-logarithmique en k) et que les variations de volume dues à une modification de la contrainte effective ou à une modification de la température ont le même effet sur la perméabilité. Ainsi, k décroît de 2,5 à $0,9 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ quand p'_0 augmente de 2,5 à 6 MPa. Par ailleurs ils confirment que seule l'eau libre participe à l'écoulement.

Pour résumé, la perméabilité de l'argile de Boom vaut en moyenne $2 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ pour une contrainte effective isotrope ou verticale de 2,3 MPa. La variation de la perméabilité avec la contrainte effective semble linéaire en condition isotrope, jusqu'à 6 MPa. Il est difficile de conclure en condition oedométrique. Une très forte augmentation de la contrainte verticale induit une réduction d'un ordre de grandeur de la perméabilité. Enfin, quelle que soit la méthode utilisée, les protocoles établis pour mesurer la faible perméabilité de l'argile de Boom sont discutables et les valeurs annoncées le sont donc également. Si un protocole parfait pour mesurer les très faibles perméabilités existe il n'est pas encore formalisé.

III.2. Prélèvement, stockage et préparation des échantillons

La partie qui suit présente les principaux protocoles et procédures expérimentales développées au cours de la campagne expérimentale sur l'argile de Boom. En effet, les procédures ont évolué tout au long de la campagne au fur et à mesure que notre expérience croissait.

La connaissance et la compréhension des comportements *HM* des sols et des roches nécessitent des études expérimentales en laboratoire dans des conditions proches de celles *in situ* c'est à dire pour des niveaux de contrainte, une teneur en eau et une pression interstitielle équivalents à ceux rencontrés dans le cadre naturel. Cependant, réaliser des essais sur des échantillons intacts n'est pas simple et parfois représente même un défi dans la pratique. L'échantillon naturel testé en laboratoire, a subi de nombreuses perturbations, depuis le prélèvement sur site de blocs de matériaux, le transport jusqu'au laboratoire, le stockage, jusqu'à la préparation de l'éprouvette. En conséquence, des précautions ont été prises tout au long de la chaîne d'obtention et de préparation de nos échantillons et d'autre part, nous avons veillé à employer les mêmes procédures de préparation pour chaque échantillon. Enfin, avant chaque essai, l'état général extérieur des échantillons a été observé et la teneur en eau mesurée de sorte à qualifier le niveau d'endommagement initial de l'éprouvette testée. Il ne s'agit que d'un contrôle qualitatif mais utile à la comparaison et à l'analyse de nos résultats.

III.2.1. Prélèvement et stockage

Des blocs d'argile de Boom ont été prélevés sur le site de Mol en Belgique à une profondeur de 223 mètres au cours de l'excavation de la galerie d'extension du laboratoire souterrain (*Demarche et Bernier, 2002*). Les blocs prélevés se détachaient de la paroi excavée au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation. Ces blocs, une fois ramenés à la surface, ont été découpés à la tronçonneuse de sorte à obtenir des blocs transportables, c'est-à-dire de dimensions décimétriques ; ils ont ensuite été conditionnés sous vide. Les blocs ainsi obtenus ont été transportés à Grenoble au Laboratoire 3S où un second type de conditionnement a été mis en œuvre. Les blocs ont été recouverts de paraffine pour limiter la désaturation et l'oxydation de l'argile puis ils ont été enveloppés dans plusieurs épaisseurs de film plastique résistant. Chaque bloc, numéroté de 1 à 8, a été disposé dans une caisse en bois stockée à température ambiante. Malheureusement, aucun contrôle de l'humidité de l'air ambiant n'a pu être effectué. Avant l'application de la paraffine, des petits échantillons d'argile ont été prélevés en plusieurs endroits sur chacun des blocs afin d'estimer les teneurs en eau de notre matériau, 48 heures après le prélèvement *in situ*. Celle-ci a été obtenue après séchage des échantillons, à l'étuve, pendant 24 heures, à une température de 110 °C. Les échantillons utilisés pour la mesure ont été prélevés à environ 2 centimètres de la

surface des blocs. La Figure III-10 récapitule ces données. Les teneurs en eau obtenues varient entre 23,35% et 24,9%. Une mesure, sur le bloc 8, sur un échantillon prélevé au cœur du bloc, donne une valeur plus importante : 24.5% contre 23.35% de teneur en eau obtenue en surface. La mesure proche de la surface en contact avec l'air donne une valeur probablement inférieure à la teneur en eau moyenne au cœur. Cependant l'ordre de grandeur moyen de cette valeur nous paraît correct ce qui nous laisse à penser que le matériau s'est peu désaturé dans l'intervalle de temps considéré.

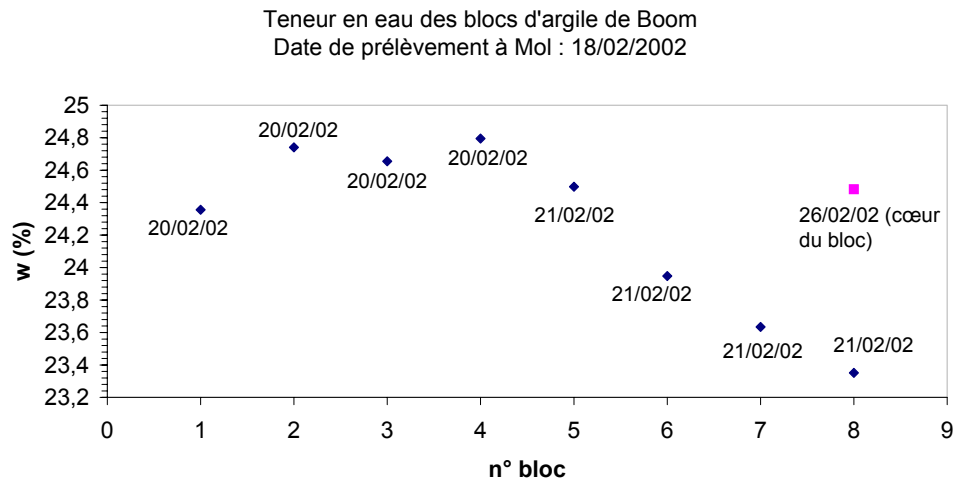


Figure III-10: Teneur en eau mesurée sur les blocs d'argile de Boom avant leur période de stockage.

III.2.2. Préparation des éprouvettes cylindriques

La préparation des échantillons testés n'est pas facile car pour limiter la formation de fissures, il est nécessaire de travailler lentement et avec précaution ce qui ne favorise pas la préservation de la teneur en eau. Des tentatives infructueuses de carottage mécanique d'échantillons dans les blocs d'argile, nous ont conduit à élaborer une procédure de préparation « à la main » d'échantillons cylindriques d'élancement 1 (hauteur : 40 mm) en quatre étapes. Ces étapes sont résumées dans la Figure III-11. Le temps global de préparation d'un échantillon est d'environ 4 heures.

✱ Etape 1 : découpe d'un parallélépipède dans un bloc

Un petit parallélépipède est découpé dans un des blocs paraffinés au moyen d'une scie à ruban électrique. Le parallélépipède d'argile est prélevé à l'intérieur du bloc et non pas près d'une surface externe pour obtenir un échantillon peu ou pas affecté par des variations de teneur en eau. Le grand côté du parallélépipède est choisi perpendiculaire à la stratigraphie du bloc et est ainsi désignée comme la hauteur. Des chutes d'argile lors de la découpe sont

utilisées pour obtenir une valeur moyenne de la teneur en eau avant l'essai. Sur certains blocs des traces d'oxydation étaient visibles en surface malgré la couche de paraffine. A l'intérieur des blocs, l'argile est apparue sombre et humide; des inclusions de pyrite (matériau dur) ont été fréquemment observées compliquant le travail de découpe des blocs. Pendant la préparation de ces parallélépipèdes, de petites fissures se sont développées à la surface, généralement suivant la stratigraphie, et parfois celles-ci ont conduit à la rupture de l'échantillon en préparation.

✱ Etape 2 : découpe d'une bobine d'argile au tour

Une fois obtenu, le parallélépipède est immédiatement positionné dans un tour mécanique : la rotation du parallélépipède est actionnée par un moteur à vitesse variable et un outil (tungstène) est déplacé parallèlement à l'axe vertical manuellement. L'ensemble permet d'ajuster la vitesse de rotation et la profondeur des passes et de maîtriser l'état de surface de l'échantillon. Le parallélépipède est usiné jusqu'à obtenir une bobine dont le diamètre dans la partie centrale vaut 40 mm. Les dimensions sont mesurées au pied à coulisse électronique mais du fait de la fragilité des surfaces argileuses la précision des dimensions mesurées est estimée à 0,05 mm.

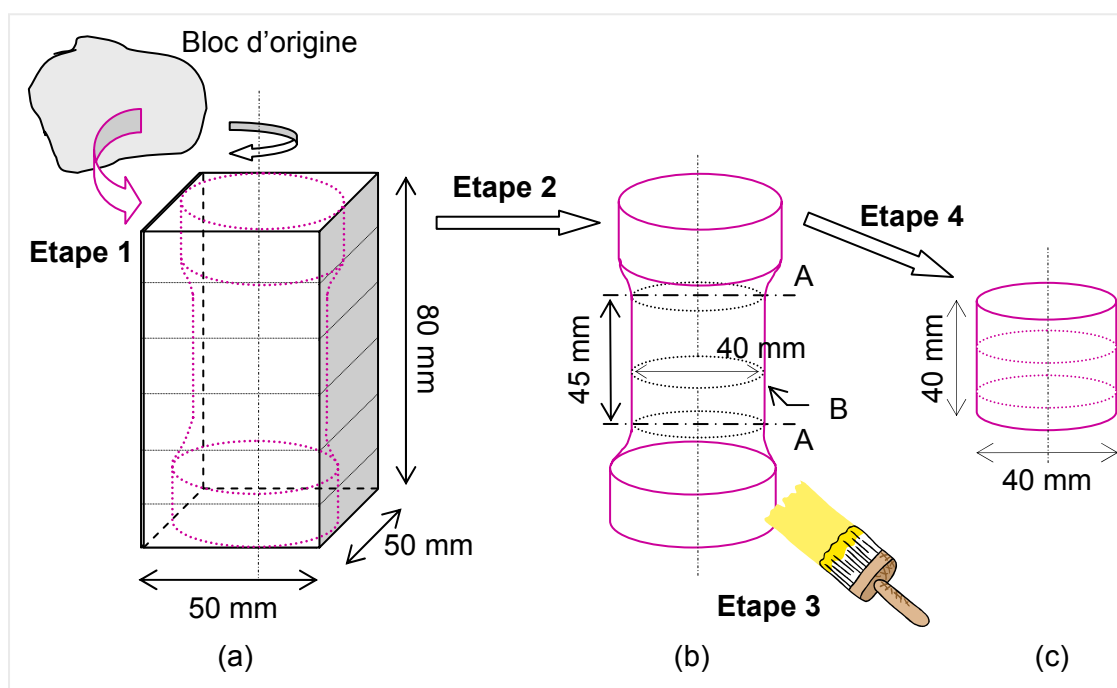


Figure III-11: Etapes successives de la préparation d'échantillons cylindriques d'argile de Boom. (a) obtention d'un parallélépipède; (b) obtention d'une bobine grâce à un tour mécanique et application d'une colle transparente sur la surface latérale B; (c) les extrémités de la bobine sont coupées suivant les plans A.

- ✖ Etape 3 : application d'une protection synthétique sur la surface latérale

Suivant une suggestion de M^{me} Zamora (*Institut de Physique du Globe de Paris, Université Paris 7, Département Géomatériaux-Hautes Pressions*), la bobine est recouverte au pinceau d'une colle transparente sur toute sa surface latérale (Araldite 2026, société Vantico). Ceci permet d'améliorer l'état de surface final de l'échantillon et donc de parfaire le contact entre la membrane et celui-ci. Mais surtout, cette fine couche de colle empêche tout écoulement de fluide au travers de cette surface.

- ✖ Etape 4 : préparation des surfaces inférieure et supérieure de l'échantillon

Les bases élargies de la bobines sont découpées avec précaution. L'échantillon est alors inséré dans un moule métallique, de diamètre 40 mm, permettant l'obtention de surfaces supérieure et inférieure parallèles entre elles et rectifiées au moyen d'une arase. L'échantillon cylindrique final a une hauteur d'environ 40 mm (la hauteur exacte est mesurée au pied à coulisse). L'échantillon peut être alors placé dans la cellule triaxiale.

III.3. Protocoles expérimentaux

Dans ce paragraphe, un protocole général de préparation d'un essai dans la cellule triaxiale est présenté. Ce protocole ne comprend pas l'étalonnage de l'ensemble des capteurs utilisés; cependant tous sont étalonnés et des vérifications régulières sont effectuées entre deux essais.

III.3.1. Saturation des circuits interstitiels : eau synthétique pour l'argile de Boom

Les circuits hydrauliques constituant les deux circuits de drainage de l'échantillon, sont saturés avec de l'eau synthétique pour l'argile de Boom. Ce fluide est préparé au préalable en dissolvant des sels dans de l'eau pure désaérée. La procédure de désaération consiste à agiter et à porter à ébullition un volume d'eau pure sous un vide partiel. Les sels nous ont été fournis par le SCK-CEN qui a défini la composition minéralogique de l'eau interstitielle à partir d'analyses *in situ* dans divers forages. La composition minéralogique du fluide utilisé est donnée en annexe de ce mémoire ([Annexe 3-2](#)). Lorsque les sels sont totalement dissous, le fluide est filtré pour enlever le carbonate de calcium resté en suspension et le pH est mesuré à l'aide d'un pH-mètre électronique ; celui-ci est ajusté si nécessaire par ajout de très petites quantités d'acide chlorhydrique (HCl) ou d'hydroxyde de sodium (NaOH) compte tenu du fait que, *in situ*, le fluide a un pH basique de l'ordre de 8,5. Le fluide ainsi obtenu est maintenu plusieurs jours sous vide pour compléter la désaération. L'apparence du fluide

(couleur et dépôts éventuels) est contrôlée régulièrement afin de vérifier la qualité de la solution avec le temps.

Le protocole suivant de saturation des injecteurs de fluide interstitiel a été adopté : après avoir rempli les circuits de l'installation avec ce fluide synthétique, la pression dans le système est augmentée jusqu'à 5 MPa puis les vannes sont ouvertes : le fluide sous pression est éjecté avec une quantité d'air non négligeable sous forme de bulles en suspension. L'opération est répétée plusieurs fois jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de bulles d'air, indiquant un état de saturation satisfaisant.

III.3.2. Mise en place de l'échantillon

L'échantillon cylindrique est placé dans une membrane tubulaire en néoprène (épaisseur 0,8 mm) pour l'isoler du fluide confinement. Des céramiques poreuses à haute entrée d'air (*Entreprise Sols Mesures*) sont placées de part et d'autre de l'échantillon. Ces céramiques ont été choisies par rapport à la valeur de la pression d'entrée d'air et la perméabilité. Une pression d'entrée d'air élevée est souhaitable pour éviter une désaturation partielle de la céramique lorsqu'elle est mise en contact avec l'échantillon. En effet, celui-ci, même très peu désaturé, peut exercer une forte succion sur la céramique (*Li, 2000*). Cependant une haute pression d'entrée d'air a pour corollaire une faible perméabilité. Pour s'assurer d'avoir une perméabilité de la céramique supérieure à celle de l'argile de Boom, nous avons choisi des céramiques dont la pression d'entrée d'air et la conductivité hydraulique valent respectivement 0,5 MPa et $1,21 \cdot 10^{-9}$ m/s soit 3 ordres de grandeur au dessus de la conductivité hydraulique annoncée pour l'argile de Boom ($2 \cdot 10^{-12}$ m/s). Ces valeurs sont données par le fabricant ; la valeur de la perméabilité sera par ailleurs mesurée dans la cellule à titre de vérification. Elle sera également mesurée à plusieurs reprises au cours de la campagne expérimentale pour vérifier que les céramiques ne subissent aucun endommagement (fissuration ou colmatage) susceptible de modifier la perméabilité.

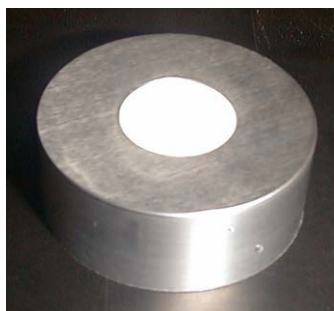


Photo III-1: Céramique poreuse à haute entrée d'air insérée dans un disque en acier inoxydable de 40 mm de diamètre et de 15 mm de hauteur.

Afin de réduire le frottement aux extrémités de l'échantillon, les céramiques utilisées ne couvraient pas toute la surface de celui-ci. En effet, elles ont un diamètre inférieur (16 mm) à celui de l'échantillon (40 mm). Elles sont insérées dans des disques en acier inoxydable dont la surface en contact avec l'échantillon a été rectifiée (Photo III-1). Les céramiques ont une épaisseur d'environ 7 mm, elles arrivent à franc du disque métallique.

L'échantillon dans la membrane avec les céramiques aux extrémités est placé sur son embase dans la cellule triaxiale. Les sept capteurs LVDT miniatures utilisés pour la mesure locale des déplacements axiaux et radiaux sont mis en place autour de l'échantillon. L'embase de tête, saturée en eau, est enfin ajoutée. La chambre de confinement est remplie d'huile puis la cellule est fermée. L'enceinte thermique est montée autour de la cellule et la régulation de la température à 25°C est mise en route. La pression de confinement et la pression interstitielle aux deux extrémités de l'échantillon sont augmentées quasi instantanément à 0,5 MPa et 0,3 MPa respectivement. La régulation de la pression dans les générateurs ne peut se faire correctement pour des valeurs inférieures à celles-ci.

III.4. Essais réalisés sur l'argile de Boom

III.4.1. Programme des essais

Afin de caractériser le comportement *HM* de l'argile de Boom, vingt essais triaxiaux ont été réalisés au cours d'une campagne expérimentale qui a duré trois ans. En raison de la très faible perméabilité de l'argile, la durée d'un essai est de l'ordre de un mois pour des essais consolidés drainé à des niveaux de contrainte moyenne faibles (0,3 à 2,3 MPa) et peut aller jusqu'à trois mois pour un essai de consolidation isotrope à un niveau de contrainte significativement plus élevé (32 MPa). Nous verrons par la suite que la durée d'une mesure de perméabilité peut être très longue.

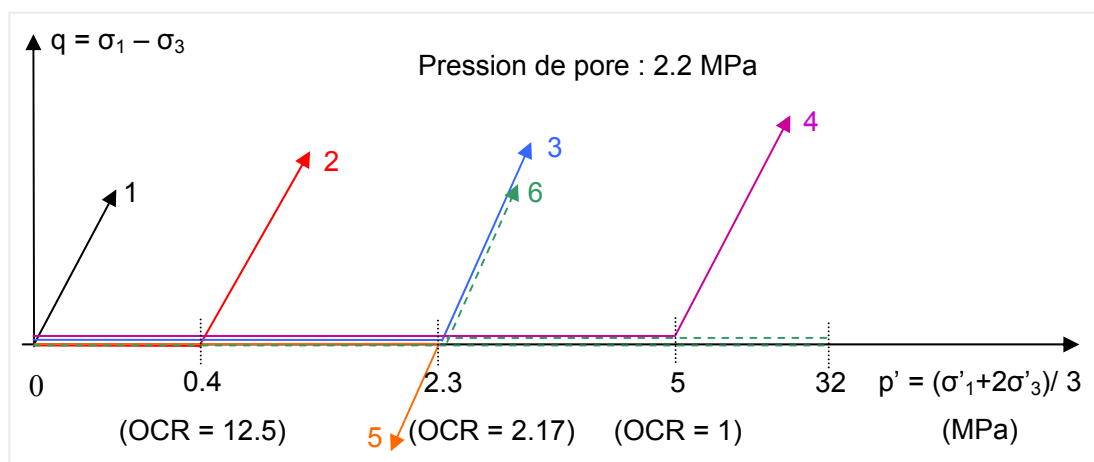


Figure III-12: Chemins de contrainte étudiés au cours de la campagne expérimentale sur l'argile de Boom.

Essais	Echantillon			Caractéristiques Principales	
	h*d (mm)	w ₀ (%)	e ₀	Consolidation isotrope	Charge déviatoire
BC05 (C)	42*39.30	24.38	?	p' ₀ = 2.3 MPa v = 0.01 MPa/min	Décharges- Recharges v=1 µm/min puis 0.5 µm/min
BC06 (C)	35.95*39.45	23.65	0.572	p' ₀ = 2.3 MPa v = 0.001 MPa/min	Effort contrôlé: v = 0.0015 MPa/min
BC07 (C)	40.60*39.90	23.76	0.582	p' ₀ = 2.3 MPa v = 0.001 MPa/min	v = 0.25 µm/min
BC08 (C)	40.6*39.7	22.91	0.572	p' ₀ = 0.4 MPa v = 0.001 MPa/min	v = 0.25 µm/min
BC09 (C)	39.4*40.3	22.4	0.569	consolidation à p' ₀ = 5 MPa en 4 étapes (1.5; 2 ; 3; 5 MPa) v = 0.1 MPa/min	v = 0.25 µm/min Force axiale non mesurée
BC11 (C)	39.9*39.5	23	0.575	p' ₀ = 0.4 MPa v = 0.1 MPa/min	v = 0.25 µm/min 1 cycle de charge- décharge
BC12 (C)	39*39.65	23.15	0.577	p' ₀ = 2.3 MPa v = 0.1 MPa/min	v = 25 µm/min
BC13 BC14 (Uniaxial)	35.3*39.95 38.55*39.9	23.2	0.592	-	v (BC13) = 20 µm/min v (BC14) = 2 mm/min
BC15 (CI)	37.3*39.2	22.3	0.585	Charge à p' = 32 MPa en 6 étapes (v=0.1 MPa/min) Décharge à p' = 2.3 MPa en 2 étapes	v = 0.25 µm/min
BC17 (q c st)	40.68*40.12	23.25	0.580	p' ₀ = 2.0 MPa v = 0.1 MPa/min	Problèmes techniques
BC18 (E)	40.63*40.03	23.2	0.587	p' ₀ = 2 MPa v = 0.01 MPa/min	v = 0.25 µm/min
BC19 (C)	40.74*39.57	20	0.544	p' ₀ = 0.4 MPa v = 0.1 MPa/min	v = 0.25 µm/min
BC20 (C)	39.59*39.93	20.56	0.559	p' ₀ = 2.3 MPa v = 0.1 MPa/min	v = 0.25 µm/min

Tableau III-3: Récapitulatif des essais drainés réalisés sur l'argile de Boom : Essais de Compression (C), Essai d'Extension (E), Essai de Compression Isotrope (CI), Essais de compression uniaxiale, Essais à déviateur constant (q cst).

Différents chemins de contrainte ont été suivis afin d'obtenir une large gamme de comportement. Ces chemins de contraintes sont représentés sur la Figure III-12 (1) chemin de compression uniaxiale, (2, 3, 4) chemin de compression triaxiale axisymétriques pour différentes valeurs de la contrainte isotrope initiale, (5) chemin d'extension, et (6) chemin de compression triaxiale dont la phase de consolidation comprend une charge à 32 MPa et une décharge à 2,3 MPa. Le Tableau III-3 résume les principales caractéristiques de chacun des essais. Trois valeurs de la contrainte effective isotrope initiale ont été principalement choisies dans le domaine surconsolidé : 0.4, 2.3 et 5 MPa. La valeur intermédiaire correspond à la contrainte effective isotrope *in situ*. Les deux autres valeurs ont été choisies dans le but d'observer des comportements fragiles associés à de la rupture localisée et des comportements plus ductiles associés à de la rupture diffuse.

Au vu des données du Tableau III-3, on remarque que la teneur en eau des échantillons diminue légèrement avec le temps (les essais sont présentés dans l'ordre chronologique) excepté pour les deux derniers essais (essais BC19 et BC20) qui présentent une teneur en eau beaucoup plus faible de seulement 20 %. La Figure III-13 indique la teneur en eau de chacun des échantillons ainsi que l'évolution de celle des blocs dans lesquels ils ont été prélevés. Le bloc dont proviennent les échantillons BC19 et BC20 a été prélevé *in situ* à la même date que les autres, c'est-à-dire en février 2002, mais il a été stocké sur place à Mol. Le bloc n'était donc pas paraffiné. Ceci peut expliquer une teneur en eau plus faible.

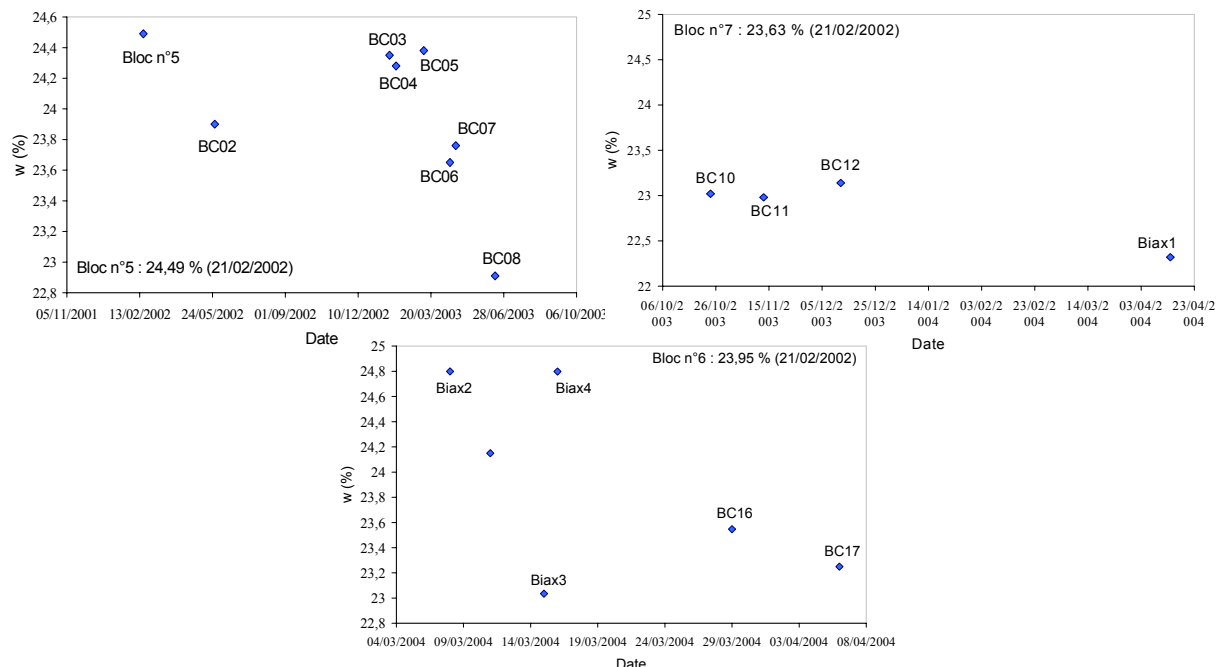


Figure III-13: Evolution de la teneur en eau des blocs d'argile de Boom dans lesquels ont été prélevés les échantillons testés.

Les essais sont tous réalisés dans des conditions drainées c'est à dire que les variations de volume d'eau dans l'échantillon sont permises (vannes du circuit hydraulique ouvertes). Nous

n'avons pas vérifié si les vitesses de déplacement imposées (Tableau III-3) étaient suffisamment faibles pour ne pas engendrer de surpressions interstitielles. Une vitesse de l'ordre de $0,25 \mu\text{m}/\text{min}$ est cependant très faible et est supposée permettre la réalisation d'essais dans des conditions drainées. Cette vitesse de déplacement est inférieure à toutes celles répertoriées dans la littérature sur ce matériau.

III.4.2. Procédures d'essais

III.4.2.1. Procédure de mesure de la perméabilité

La perméabilité de l'argile de Boom est mesurée dans la direction axiale, perpendiculaire à la stratigraphie. Au cours d'un essai, plusieurs mesures sont réalisées : pendant la phase de consolidation et pendant la phase de cisaillement, généralement après la rupture. La méthode utilisée est la méthode stationnaire classique modifiée pour tenir compte du comportement caractéristique de l'argile de Boom. En effet cette argile se caractérise par d'importantes variations de volume (gonflement) sous une charge isotrope constante induisant des flux d'eau dans l'échantillon perturbant la mesure de perméabilité. Ainsi, sous l'application d'un gradient de pression, la différence entre le flux entrant et le flux sortant croît avec le temps et ne tend pas vers zéro, valeur significative d'un régime permanent établi. La Figure III-14 est un exemple de mesure des débits entrant et sortant de l'échantillon au cours d'une mesure de perméabilité sous un gradient de pression de $0,3 \text{ MPa}$ (la contrainte effective isotrope de l'échantillon est égale à $2,3 \text{ MPa}$). Les débits entrant et sortant deviennent rapidement constant indiquant que le régime permanent est établi pour ce gradient de pression en moins de 10 heures. Cependant l'amplitude respective de ces débits est très différente même après 50 heures.

Le comportement volumique global de l'échantillon se poursuit pendant la mesure de perméabilité et comme le montre la Figure III-14-c il s'agit d'un gonflement. Le flux entrant lié au gonflement s'ajoute au débit entrant dû au gradient de pression alors qu'il se soustrait au débit sortant, induisant un débit entrant beaucoup plus important que le débit sortant. Ce problème déjà défini comme source d'erreur par *Tavenas et al., 1983a*, est d'autant plus difficile à contrôler qu'il peut y avoir dissymétrie à chaque extrémité de l'échantillon des flux induit par le gonflement du matériau. Notons que ce problème intervient également lors de la mesure de la perméabilité pendant la phase de chargement déviatoire. En effet la variation de volume engendrée par le cisaillement de l'échantillon donne lieu à des flux perturbateurs. Enfin, dans le cas où des fuites existeraient dans le système de drainage, leur présence fausserait la mesure puisqu'elle induirait un débit d'eau perdue, considéré à tort comme un débit entrant.

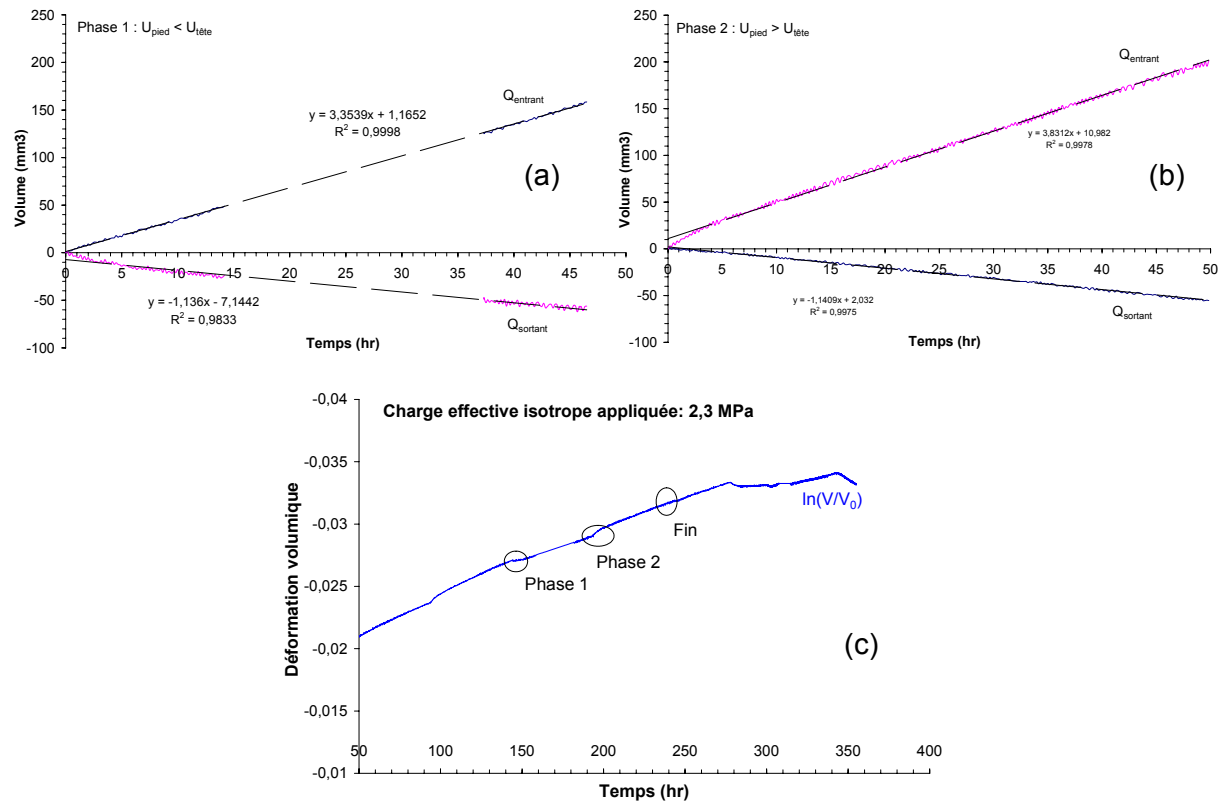


Figure III-14: (a) et (b) Volumes entrant et sortant mesurés aux extrémités de l'échantillon dues à l'application d'un gradient de pression ΔU pendant la phase 1 et la phase 2 d'une mesure de perméabilité. (c) Déformation volumique globale pendant les mesures.

Ainsi pour parvenir à déterminer la perméabilité de l'argile de Boom à partir de la mesure de débit en régime permanent nous avons développé une procédure consistant à appliquer lors d'une première phase un gradient de pression ΔU puis dans une seconde phase, d'une durée égale à la première, le gradient opposé $-\Delta U$ (Figure III-14 a et b). Les volumes entrants et sortants de l'échantillon sont mesurés. En supposant que le taux de consolidation (ou de gonflement) et le débit des fuites éventuelles sont constants dans le temps, alors, on peut déterminer le flux de Darcy Q_d par la relation suivante (Figure III-15) :

$$Q_d = \frac{1}{4} * [(Q_s^1 - Q_e^1) - (Q_s^2 - Q_e^2)] \quad (\text{Eq. III-1})$$

Les détails du calcul de Q_d sont données en annexe ([Annexe 3-3](#)). Afin de limiter la variation de contrainte effective liée à la modification de la pression interstitielle pendant la mesure de perméabilité, l'amplitude du gradient ΔU est limitée à environ 10% de la contrainte effective moyenne dans l'échantillon : les déformations volumiques associées sont faibles particulièrement si l'on est dans le domaine surconsolidé. Par ailleurs, pour que la variation de contrainte effective soit symétrique dans l'échantillon, et ainsi diminuer la durée de la mesure, ΔU est appliqué en imposant $+\Delta U/2$ à une extrémité de l'échantillon et $-\Delta U/2$ à l'autre extrémité. La pression à mi-hauteur est sensée alors ne pas varier. La conductivité

hydraulique est alors déduite en appliquant la loi de Darcy. Les constantes caractéristiques du fluide (la masse volumique et la viscosité dynamique) sont considérées pour une température de 25°C et une pression de 2,2 MPa de pression¹ : $\mu_w = 0,8896 \text{ mPa.s}$ et $\rho_w = 997,99 \text{ kg/m}^3$.

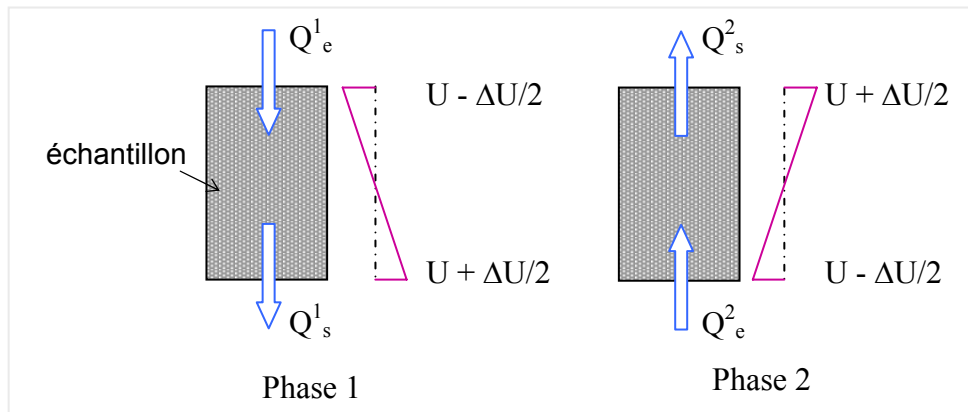


Figure III-15: Principe de mesure de la perméabilité.

Le diamètre réduit de la céramique poreuse, volontairement choisi pour réduire le frottement aux extrémités de l'échantillon, induit en contrepartie un flux qui n'est pas parallèle en tout point à l'axe de l'échantillon (Figure III-16). Une modélisation en écoulement pur, pour cette géométrie particulière, a été réalisée au moyen du code aux éléments finis « *Lagamine* » développé au sein du Département *Geomac* de l'Université de Liège en Belgique (*Charlier, 1987*). Les résultats obtenus nous ont permis de déterminer la perméabilité réelle de l'échantillon (en faisant l'hypothèse d'une perméabilité isotrope) et de définir un facteur de correction λ . Ce facteur exprime le rapport entre la perméabilité mesurée expérimentalement k_m (c'est-à-dire déduite de la loi de Darcy à partir du flux supposé unidimensionnel mesuré) et la perméabilité réelle calculée k_c : $\lambda = k_m/k_c = 0,54$. Toutes les valeurs mesurées ont donc été corrigées. Cette modélisation nous a permis par ailleurs d'estimer le temps d'installation du régime permanent. Il est de l'ordre de 35 heures pour une perméabilité de $1,32 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ et de 63 heures pour une perméabilité de $5 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$. Enfin nous avons observé que le débit calculé après 16,5 heures seulement est égal à 98% du débit en régime permanent pour une perméabilité de $1,32 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$. Des détails sur la modélisation de l'écoulement sont donnés en annexe de ce mémoire ([annexe 3-4](#)).

¹ <http://webbook.nist.gov/chemistry/>

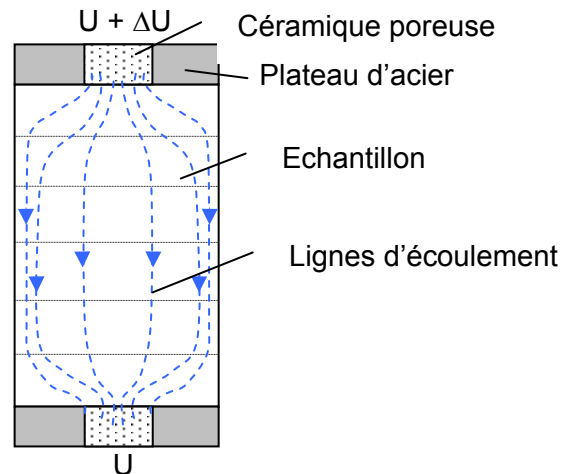


Figure III-16: Visualisation schématique des lignes d'écoulement dans un échantillon soumis à un gradient de pression ΔU .

III.4.2.2. Essais de compression uniaxiale

Deux essais de compression uniaxiale (essais BC13 et BC14) ont été effectués au moyen d'une presse classique utilisée en mécanique des sols. Les échantillons ont été sollicités en imposant le déplacement aux vitesses de 20 $\mu\text{m}/\text{min}$ et 2 mm/min . La force axiale a été mesurée au moyen d'un anneau dynamométrique et le raccourcissement au moyen d'un capteur LVDT. L'essai à petite vitesse a duré 2 heures alors que celui à grande vitesse n'a duré que 2 minutes environ.

III.4.2.3. Essais de compression isotrope

Un essai de compression isotrope suivi d'une décharge isotrope (essai BC15) a été réalisé pour observer le comportement volumique et les variations de compressibilité et de perméabilité sur une large gamme de contrainte. En effet au cours de cet essai la contrainte effective isotrope a été augmentée par paliers successifs jusqu'à 32 MPa puis diminué à 2,3 MPa. Les paliers de contrainte lors de la charge ont été les suivants : 1, 2, 4, 8, 16 et 32 MPa et à la décharge : 16 et 2,3 MPa. La pression de confinement a été augmentée à la vitesse de 0,1 MPa/min alors que la pression interstitielle était maintenue constante aux extrémités de l'échantillon à une valeur de 2,2 MPa. La stabilisation des déformations axiale et radiale ainsi que la stabilisation des flux d'eau dans l'échantillon sont considérées comme un indicateur de la fin de la consolidation de l'échantillon pour le niveau de contrainte considéré. En pratique, nous avons attendu pour passer au palier de contrainte suivant un temps suffisamment long pour que les variations de ces deux paramètres soient très faibles. Plusieurs mesures de perméabilité ont été effectuées pour chacun des paliers.

III.4.2.4. Essais triaxiaux de compression

Les essais de compression triaxiaux axisymétriques peuvent être considérés comme la succession de deux étapes : une consolidation isotrope avec mesures de perméabilité et un cisaillement de l'échantillon jusqu'à la rupture de celui-ci suivi d'une mesure de perméabilité. Comme les mesures de perméabilité sont relativement longues (plus de dix heures), nous avons donc préféré réaliser des mesures de perméabilité uniquement après la rupture, excepté pour l'essai BC11 pour lequel des mesures ont été faites en continu depuis le début de la phase de cisaillement.

La phase de consolidation isotrope consiste à appliquer une contrainte effective isotrope à l'échantillon. Cette étape permet par ailleurs de re-saturer l'échantillon si celui-ci est légèrement désaturé. Dans les roches argileuses la saturation parfaite et l'homogénéité de la pression dans l'espace poreux ne sont jamais garantis. En pratique, quelques mesures du coefficient B de Skempton ont été effectuées (essais BC05 et BC06). Dans le cas d'une saturation totale, si les compressibilités du fluide, des circuits et des instruments de mesure de la pression sont négligeables devant celle du squelette de la roche, ce paramètre doit être égal à 1 (*Skempton, 1954; Bishop, 1976*).

Les chemins de sollicitation en contrainte et les vitesses d'application des contraintes varient d'un essai à l'autre (Figure III-17). La procédure générale consiste à appliquer instantanément une pression de confinement de 0,5 MPa et une pression de pore à chaque extrémité de l'échantillon de 0,3 MPa puis d'augmenter les pressions jusqu'à la valeur finale souhaitée suivant différents chemins de sollicitation. Pour tous les essais la pression interstitielle finale est égale à 2,2 MPa. Les variations de volume de l'échantillon sont déduites des variations de volume d'eau mesurées par les générateurs mais aussi des mesures locales de déplacement obtenues au moyen des LVDTs miniatures placés autour de l'échantillon. Les deux mesures seront systématiquement comparées.

La phase de cisaillement est menée jusqu'à la rupture de l'échantillon. Les essais ont tous été réalisés en condition drainée (vannes ouvertes). L'augmentation de la charge est contrôlée en déplacement excepté pour l'essai BC06 contrôlé en effort. Le taux de déformation ($6,25 \cdot 10^{-6} \text{ min}^{-1}$) est très faible, de manière à assurer l'homogénéité de la pression dans l'échantillon. La phase débute par une descente du piston axial pour l'amener au contact avec l'échantillon à la vitesse de cisaillement prédéfinie pour l'essai (Tableau III-3). Au cours du chargement déviatoire, la déformation axiale de l'échantillon est déduite à la fois de la mesure du déplacement du piston et de la mesure des déplacements locaux mesurés par les capteurs LVDT internes. Les deux mesures sont systématiquement comparées.

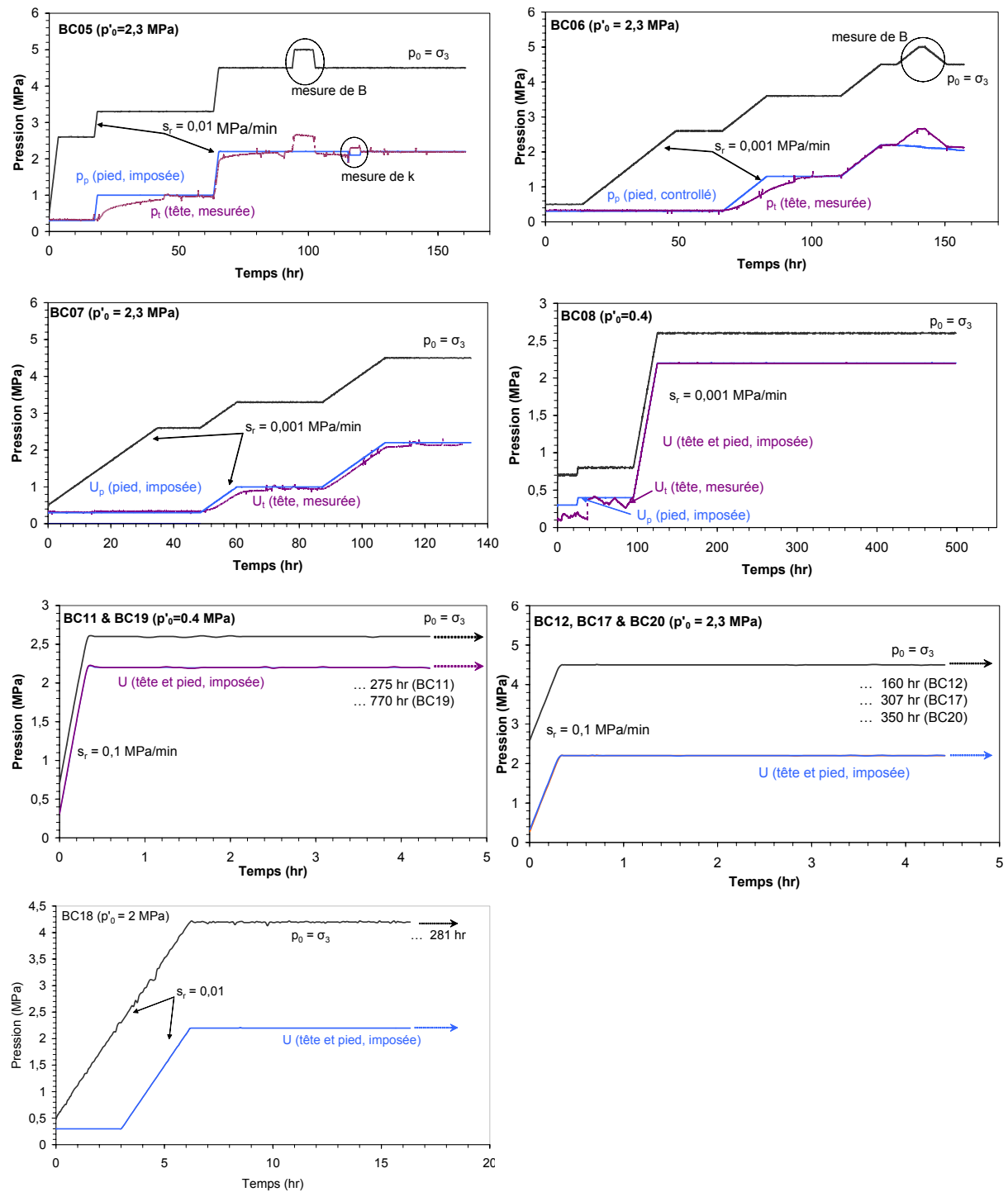


Figure III-17: Chemins de sollicitation en contrainte pendant la phase de consolidation des différents essais triaxiaux sur l'argile de Boom. S_r indique la vitesse de montée de la pression de confinement et de la pression de pore.

III.4.2.5. Essai triaxial d'extension

✱ Modification du dispositif expérimental

Un essai d'extension consiste à diminuer la contrainte axiale tout en maintenant constante la contrainte radiale ; la contrainte axiale devient alors inférieure à la contrainte radiale. La configuration de la cellule triaxiale utilisée dans cette étude ne permet pas une telle situation : l'échantillon est inévitablement soumis à la contrainte isotrope engendrée par la pression de cellule. Il a donc fallu modifier le système afin d'isoler la composante σ_3 de la contrainte axiale σ_1 . Pour cela il est nécessaire d'étanchéifier la zone de contact entre le piston et l'échantillon de manière à empêcher le fluide de confinement de s'infiltrer entre eux. De cette façon le contact initialement unilatéral devient (dans une certaine mesure) bilatéral. Ceci a été possible en utilisant un manchon en élastomère de silicone bi-composant, réticulant à température ambiante, imperméable, dans lequel l'extrémité du piston et l'embase de tête de l'échantillon s'emboîtent. Afin que l'étanchéité soit parfaite une pièce conique en acier a été rajoutée à l'extrémité du piston et l'embase classique de tête de l'échantillon a été remplacée par une embase plus haute également conique (Photo III-2).

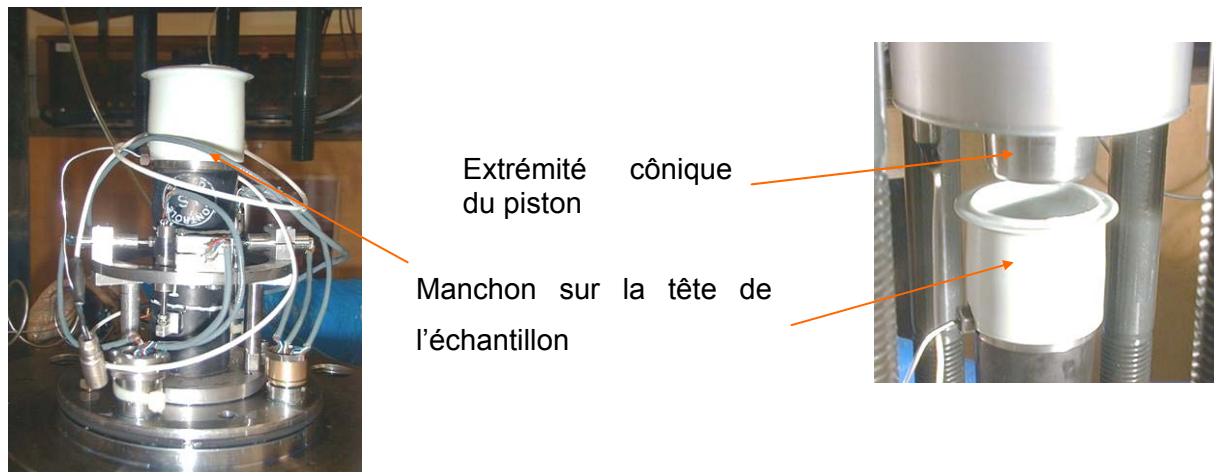


Photo III-2: Echantillon sur l'embase de la cellule avec sur l'embase de tête un manchon en élastomère. La partie terminale du piston axial pénètre dans le manchon qui assure l'étanchéité de l'interface.

✱ Essai d'extension

Le nouveau montage a réduit la hauteur disponible entre l'embase inférieure de la cellule et l'extrémité du piston ce qui nous a obligé à remplacer une des deux pièces d'acier contenant la céramique poreuse (15 mm d'épaisseur) par un disque fin d'acier fritté (2 mm d'épaisseur). Une embase de pied plus courte a par ailleurs été utilisée. Cela a modifié la côte des mesures radiales : les LVDTs mesurant le déplacement radial se trouvent à 9 mm de la surface supérieure de l'échantillon au lieu d'être à mi-hauteur (Figure III-19). La cellule,

vide du fluide de confinement, est fermée puis le piston est amené au contact (l'extrémité du piston pénètre alors dans le manchon). La chambre de confinement est ensuite remplie d'huile. Après une phase de consolidation isotrope, permise grâce au système d'autocompensation du piston qui permet d'appliquer la pression de cellule en tête d'échantillon via la chambre d'autocompensation (Figure III-18), la pression est augmentée dans la chambre inférieure du piston ce qui induit une réduction de la contrainte axiale. Si p_i est la pression dans la chambre inférieure du piston, alors la contrainte axiale σ_1 vaut :

$$\sigma_1 = (\sigma_3 - p_i) * \frac{S_{ech}}{S_i}, S_{ech} \text{ et } S_i \text{ étant respectivement la surface de l'échantillon et la surface}$$

sur laquelle s'applique p_i . La réduction de la contrainte axiale se poursuit tant que σ_1 est non nulle c'est-à-dire tant qu'il y a contact entre le piston et l'échantillon. Néanmoins, le contrôle de la force axiale n'a pas été facile. La chambre d'autocompensation est reliée à la chambre de confinement par un circuit. La pression de cellule ne doit pas être augmentée trop rapidement sinon le temps d'équilibrage de la pression entre les deux chambres crée un déviateur non nul. Par ailleurs, pendant la phase déviatoire, la contrainte axiale est diminuée en augmentant la pression p_i . Cependant la contrainte axiale ne commence à diminuer que si p_i a une valeur supérieure au frottement latéral du piston.

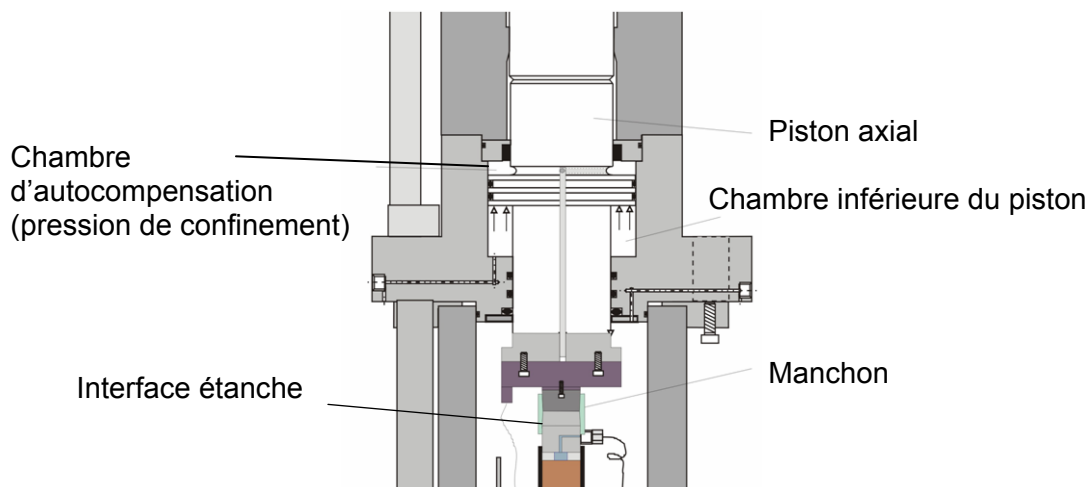


Figure III-18: Schémas de principe de la cellule pour un essai d'extension.

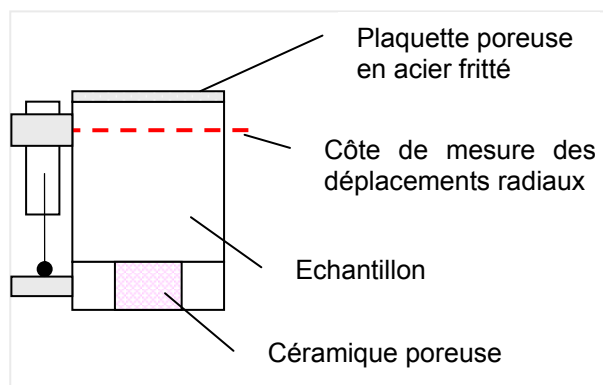


Figure III-19: Montage utilisé pour l'essai d'extension BC18.

Pour cet essai d'extension, les LVDTs axiaux internes ont également disposés différemment : seule la partie haute du support de fixation est sur l'échantillon, l'autre support étant fixé sur l'embase inférieure (Figure III-19).

III.4.3. Traitement des données

La convention adoptée pour l'analyse des résultats est celle de la mécanique des sols (les compressions sont positives).

✖ Mesure des déformations axiales

Si h_i^0 est la distance initiale entre les deux supports d'un des trois capteurs LVDT (distance entre les points milieux de surfaces de collage sur la membrane) et Δh_i la mesure du capteur, alors la déformation axiale déduite de ce capteur ε_{axial}^i est :

$$\varepsilon_{axial}^i = \ln\left(\frac{h_i^0 + \Delta h_i}{h_0}\right) \quad (Eq. III-2)^2$$

Par ailleurs, la déformation axiale de l'échantillon est considérée comme étant la moyenne des trois mesures :

$$\varepsilon_{interne}^1 = \varepsilon_{lvdt}^1 = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 \varepsilon_{axial}^i \quad (Eq. III-3)$$

h_i^0 qui est la hauteur de référence pour la mesure des déplacements avec les LVDTs miniatures, est mesurée avant essai entre les pattes de fixation des capteurs LVDT (Figure III-20). Pendant la phase de cisaillement d'un essai de compression ou d'extension, la déformation axiale est également calculée à partir de la mesure du déplacement du piston. On a alors :

$$\varepsilon_{externe}^1 = \ln\left(\frac{H_0 + \Delta H}{H_0}\right) \quad (Eq. III-4)$$

H_0 est la hauteur initiale de l'échantillon et ΔH le déplacement du piston.

✖ Mesure de la déformation radiale

² La déformation logarithmique tend vers $\Delta h/h_0$ quand $h-h_0 \rightarrow 0$ et les deux grandeurs sont pratiquement égales quand $\varepsilon < 10\%$. D'autre part, le terme $(\dot{h}/h)$ est en accord avec la définition du tenseur des taux de déformation.

Quatre capteurs LVDT radiaux permettent de mesurer les déformations radiales suivant deux diamètres perpendiculaires d_1 et d_2 , à mi-hauteur de l'échantillon (excepté pour les essais BC07 et BC18) (Figure III-20). Les déformations radiales dans la direction 2 et 3 sont exprimées par les relations :

$$\varepsilon_{radial}^i = \ln\left(\frac{d_i}{d_0}\right) \quad (Eq. III-5)$$

où d_0 est le diamètre initial de l'échantillon.

* Mesures de la déformation volumique

Les déformations volumiques sont calculées de deux manières différentes selon que l'on considère les déformations axiale et radiale ou le volume d'eau expulsé (absorbé) par l'échantillon. Ainsi sont définis :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{lvdt}^v &= \varepsilon_{lvdt}^1 + \varepsilon_{radial}^2 + \varepsilon_{radial}^3 \\ \varepsilon_{fl}^v &= \ln\left(\frac{v}{v_0}\right) \end{aligned} \quad (Eq. III-6)$$

v_0 étant le volume initial et v le volume actualisé de l'échantillon.

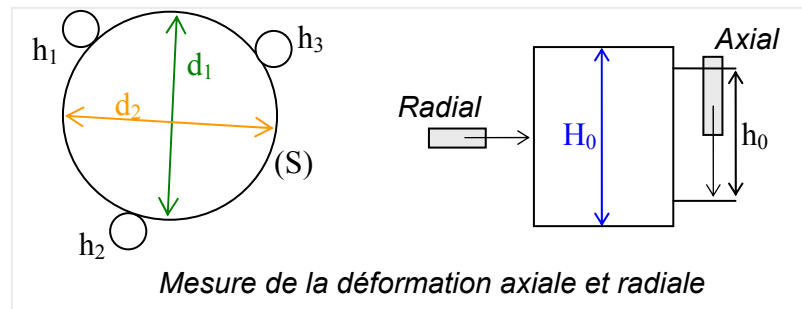


Figure III-20: Disposition des capteurs LVDT miniatures et variables géométriques associées.

CHAPITRE 4

ANALYSE DES RESULTATS

IV. PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS

IV.1. Caractérisation de l'argile de Boom

En collaboration avec l'Université *La Sapienza* de Rome (Italie) et le *Laboratoire d'Etude des Transferts en Hydrologie et Environnement de Grenoble* (France), des essais de caractérisation de l'argile de Boom naturelle ont été réalisés. Ces essais comprennent la détermination des limites de consistance ou limites d'Atterberg, une analyse granulométrique et la mesure de la distribution des tailles de pores. Les résultats obtenus nous permettent de situer notre argile dans la gamme de celles testées dans la littérature.

IV.1.1. Les limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg ont été déterminées à partir de trois échantillons notés A, B et C. Les résultats sont présentés dans le Tableau IV-1. Les valeurs obtenues avec l'échantillon C sont systématiquement inférieures à celles obtenues avec les échantillons A et B. En fait l'échantillon C provient d'un bloc prélevé sur site début 2001 soit un an avant les autres blocs. La différence dans la mesure de teneur en eau peut donc être expliquée par un temps de stockage plus long. Des différences dans la minéralogie des échantillons (du fait d'un prélèvement à des époques et des endroits différents) peuvent expliquer par ailleurs les écarts entre les limites plastiques et les limites de liquidité. Néanmoins, nos résultats sont en très bon accord avec les valeurs annoncées pour ce matériau à une profondeur de 220 mètres. L'argile de Boom appartient à la classe des argiles non organiques très plastiques et des argiles grasses.

Echantillon	Teneur en eau (%)	Limite de liquidité (%)	Limite plastique (%)	Indice de plasticité (%)	Indice de liquidité
A	24.4	63.45	27.92	35.53	-0.1
B	23.5	61.55	28.06	33.49	-0.14
C	19.4	54.3	24.16	30.14	-0.16
Moyenne	22.43	59.76	26.71	33.05	-0.13

Tableau IV-1: Argile de Boom : teneur en eau et limites de consistance.

D'après les valeurs de l'indice de liquidité LI , l'argile de Boom est bien une argile raide dans les conditions *in situ*. LI est négatif ce qui signifie que la teneur en eau naturelle est inférieure à la limite de plasticité de l'argile et que donc l'argile est dans un état semisolide. *In situ*, la

teneur en eau est probablement supérieure à celle mesurée ce qui signifie que le matériau est légèrement moins raide que les échantillons stockés et testés au laboratoire.

IV.1.2. Masse spécifique et teneur en CaCO_3

La valeur moyenne de la masse spécifique des grains a été évaluée à 2.644 g.cm^{-3} . La teneur en carbonate (CaCO_3) est inférieure à 5%.

IV.1.3. Granulométrie

La courbe granulométrique obtenue à partir de l'échantillon A est donnée en annexe de ce mémoire ([annexe 4-1](#)). La pourcentage de fines ($d < 15 \mu\text{m}$) représente 90% du poids total sec et la fraction argileuse ($< 2 \mu\text{m}$) représente 60 %. *Romero, 1999* compare plusieurs distributions granulométriques obtenues pour l'argile de Boom à partir de différentes méthodes (sédimentation ou granulométrie laser). La distribution que nous avons obtenue est en très bon accord avec celles obtenues par la méthode conventionnelle de sédimentation.

IV.1.4. Distribution de la taille des pores

La distribution de la taille des pores a été obtenue au moyen d'un porosimètre mercure. Deux essais ont réalisés au *Laboratoire d'Etude des Transferts en Hydrologie et Environnement* (Grenoble, France) avec un porosimètre mercure dont la pression maximale de 500 MPa permet d'accéder à des diamètres de pores compris entre 0.5 mm et 3 nm. Les résultats des deux essais sont en bon accord et l'analyse de l'un de ces deux essais est présentée ici.

La technique de porosimétrie mercure nécessite de travailler sur de très petits échantillons secs (volume inférieur à 1 cm^3). Des échantillons cylindriques d'argile de Boom ont été préparés à la main, très lentement pour éviter la formation de microfissures qui constituent une source d'erreur importante. Ensuite les échantillons ont été séchés à l'étuve pendant plusieurs heures à basse température (40°C). Il est largement admis aujourd'hui que la technique la moins dommageable pour obtenir des échantillons de roches argileuses secs est la lyophilisation (*Delage et Lefebvre, 1984; Romero, 1999; Boisson et al., 2001*). Cependant cette méthode expérimentale est difficile à mettre en œuvre et nécessite un dispositif expérimental complexe et couteux. Nous supposons ici que l'étape de séchage à l'étuve a peu endommagé les échantillons. Un essai est composé d'une phase d'intrusion et d'une phase d'extrusion du mercure sous pression pour mettre en évidence différents types

de porosité. Le volume d'intrusion incrémental normalisé par le poids sec de l'échantillon et les volumes cumulés d'intrusion et d'extrusion normalisés également par le poids sec de l'échantillon représentés en fonction du diamètre des pores (Figure IV-1 et Figure IV-2) indiquent que l'argile de Boom possède une macroporosité (pores plus grand que $1\ \mu\text{m}$), une mésoporosité ($0.1\ \mu\text{m}$ to $1\ \mu\text{m}$), une microporosité (20 nm to 100 nm) et une infraporosité (inférieur à 20 nm). Ces quatre types de porosité sont délimités par les points d'inflexion de la courbe d'intrusion. La porosité totale interconnectée est de l'ordre de 33,5% pour une masse volumique sèche naturelle de $1,7\ \text{g/cm}^3$. La Figure IV-1 indique par ailleurs que deux tailles de pores prédominent : $2\ \mu\text{m}$ (macroporosité) et $0,1\ \mu\text{m}$ (mésoporosité), la majorité des pores ayant un diamètre de $0,1\ \mu\text{m}$. Le pic observé dans la zone de très grande porosité (0,2 et 0,3 mm) traduit l'existence de fissures à la surface de l'échantillon développées pendant la préparation des échantillons.

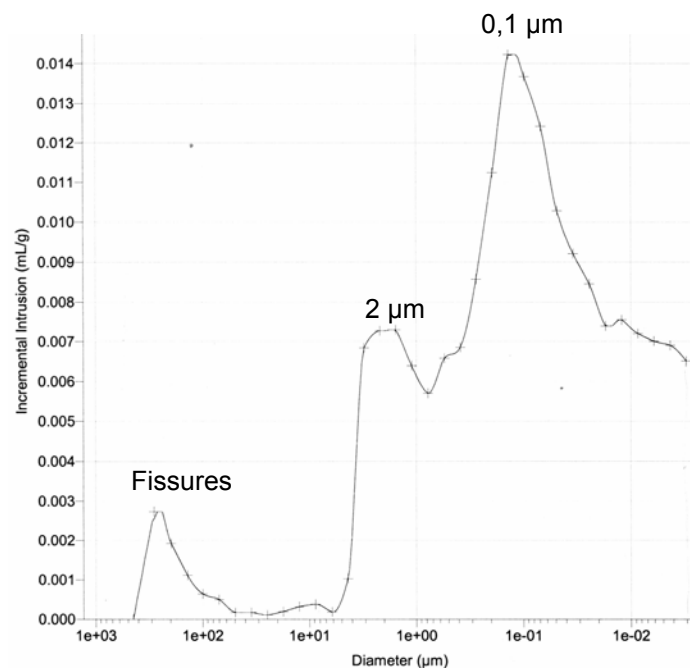


Figure IV-1: Résultat d'un essai de porosimétrie mercure sur un échantillon d'argile de Boom: volume d'intrusion incrémental normalisé par la masse sèche de l'échantillon en fonction du diamètre des pores.

Par ailleurs, la courbe d'extrusion met en évidence l'existence d'une porosité piégée. Pendant la phase d'intrusion le mercure remplit tous les pores accessibles, interconnectés. Pendant la phase d'extrusion (diminution de la pression d'intrusion) seule une partie du volume de mercure introduit est récupéré ; l'autre partie est piégée. Ainsi la différence entre la phase d'intrusion et la phase d'extrusion est la porosité piégée (de l'ordre de 60% pour l'argile de Boom dans la Figure IV-2). La porosité libre est la porosité explorée sur le chemin

d'extrusion et pourrait être mise en évidence par une deuxième intrusion. *Delage et Lefebvre, 1984* associent la porosité libre et piégée à la porosité intra-agrégats et inter-agrégats respectivement. La porosité libre contiendra donc une forte proportion d'eau liée ou quasi immobile. La taille des pores et la nature de la porosité (libre ou piégée) donnent une idée de la nature et du lieu des écoulements dans l'espace poreux. La porosimétrie mercure est ainsi une technique intéressante pour une première approche de l'étude de la microstructure d'un matériau.

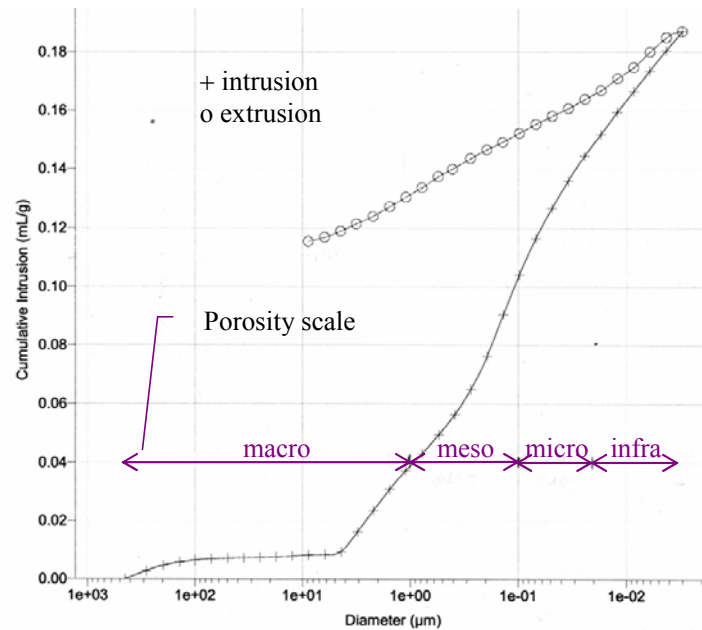


Figure IV-2: Résultat d'un essai de porosimétrie mercure sur un échantillon d'argile de Boom : volumes cumulés d'intrusion et d'extrusion normalisés par la masse sèche de l'échantillon en fonction du diamètre des pores.



Photo IV-1: Dispositif expérimental pour les essais de compression simple.

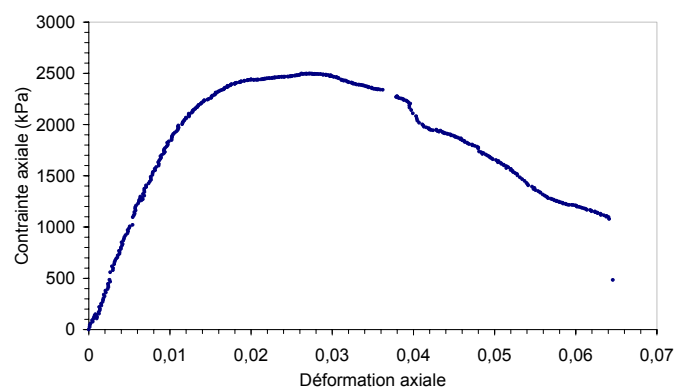


Figure IV-3: Essai de compression simple sur l'argile de Boom (essai BC13). La vitesse de déplacement imposée est de 20 μm/min.

IV.2. Essais de compression uniaxiale (essais BC13 et BC14)

Deux essais de compression uniaxiale ont été réalisés pour déterminer la résistance à la compression simple de l'argile de Boom naturelle et pour observer le type de fissuration que l'on peut obtenir en condition non confinée. Nous rappelons que deux vitesses de déplacement ont été utilisées : 20 $\mu\text{m}/\text{min}$ et 2 mm/min . Malheureusement, dans le cas de l'essai à grande vitesse de déplacement, la fréquence d'acquisition n'était pas suffisamment élevée pour nous permettre de recueillir un nombre suffisant de données. La Figure IV-3 représente la réponse de l'échantillon dans le plan contrainte axiale -déformation axiale. La résistance à la compression simple est évaluée à 2,5 MPa pour une teneur en eau initiale de 24%. L'essai a duré environ deux heures et par ailleurs la surface latérale était recouverte d'enduit (paragraphe III-2-2) de telle sorte que nous pouvons estimer que la perte de teneur en eau pendant l'essai est faible, voire négligeable. Cette valeur de la résistance à la compression simple confirme que l'argile de Boom est une roche tendre (*Johnston et Novello, 1994*). Le comportement de l'échantillon est linéaire jusqu'à environ 0,8% de déformation axiale et le module d'Young tangent initial est de l'ordre de 190 MPa.

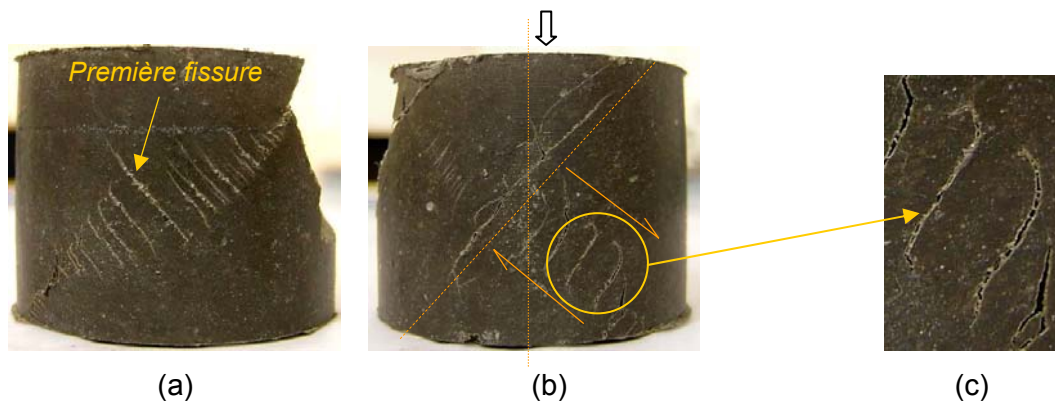


Photo IV-2: Fissures observées en fin de l'essai BC13 (faible vitesse de déformation); (a) vue de face; (b) vue arrière; (c) détails de fissures : fentes en Z.

La Photo IV-2 et la Photo IV-3 montrent les fissures observées au cours des deux essais de compression simple. Dans le cas de l'essai BC14 la déformation finale est plus importante que dans l'essai BC13. Dans l'échantillon BC13, une fissure principale, inclinée à environ 45°, est d'abord apparue. Puis un ensemble de fissures parallèles entre elles et parallèles à la principale se sont développées en se propageant vers les extrémités de l'échantillon. Ces fissures se sont organisées suivant une bande. A la fin de l'essai certaines de ces fissures étaient ouvertes. La Photo IV-2-c montre une rotation des fissures. Ce type de structure, bien connu en géologie, représente des fentes sigmoïdales. La Photo IV-4 est un exemple rencontré dans la nature de cette structure. Les fentes forment des échelons le long de zones de cisaillement et ont une forme caractéristique en S ou en Z selon la direction de

cisaillement (Moore et Twiss, 1992). Ces fentes, une fois formées, s'ouvrent par traction et tournent (effet du cisaillement, Figure IV-4). Pour l'argile de Boom, les fentes indiquent une direction de cisaillement maximal à environ 45° de la direction de la contrainte principale majeure.

Le développement de ces fentes conduit à la formation d'une bande et d'une macrofracture le long de celle-ci que l'on peut observer sur la Photo IV-3 correspondante à l'essai BC14 (pour lequel les mêmes mécanismes que pour l'essai BC13 ont été observés).

A la fin des essais les échantillons étaient encore cohésifs malgré l'importante fissuration.

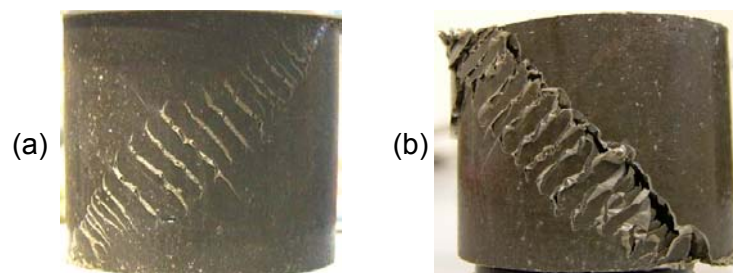


Photo IV-3: Fissures observées dans l'essai BC14 (grande vitesse de déformation); (a) pendant l'essai; (b) à la fin de l'essai.

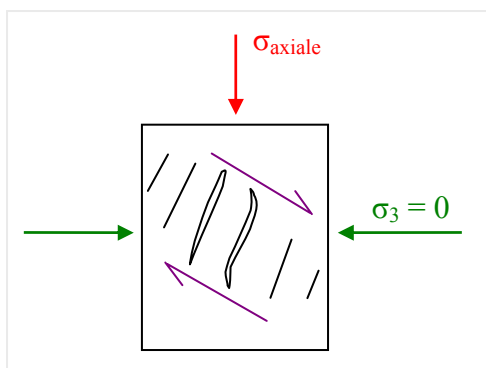


Figure IV-4: Mécanismes se déroulant pendant un essai de compression simple



Photo IV-4: Fentes sigmoïdales remplies de calcite dans une roche.

IV.3. Essai de compression isotrope

IV.3.1. Compressibilité de l'argile de Boom

Les étapes de chargement et les variations de volume résultantes sont représentées en fonction du temps sur la Figure IV-5. Plusieurs remarques préliminaires sont à faire sur cette figure. D'une part, on notera que les variations de volumes déduites des variations de volume d'eau dans l'échantillon (ε_{fi}) sont présentées au même titre que les variations de volume calculées à partir des déformations axiales et radiales locales (ε_{lvd}). D'autre part, les nombreuses mesures de perméabilité effectuées pendant cet essai peuvent se voir sur l'évolution de la contrainte effective isotrope p' . Ces mesures, comme expliqué au paragraphe I-4-2-1, mettent en oeuvre un protocole basé sur l'application d'un gradient de pression alterné entre tête et pied, l'amplitude du gradient étant fixée proportionnellement à la contrainte moyenne effective p' . Les résultats de ces mesures de perméabilité seront présentées au paragraphe IV.6.2.4 de ce chapitre.

Les réponses en volume sont cohérentes en signe : le volume de l'échantillon augmente à faible contrainte ($p' < 1$ MPa : gonflement de l'ordre de -4% à la fin de l'étape initiale) et diminue pour une valeur de p' supérieure à 1 MPa ($p' > 1$ MPa : consolidation). On constate dans un premier temps que la compressibilité de l'argile de Boom semble augmenter avec p' . On remarque que les deux courbes de volume (ε_{lvd} et ε_{fi}) ne sont pas exactement similaires et que la différence entre les deux réponses évolue au cours du temps. Le Tableau IV-2 indique la valeur du rapport noté r_1 entre la variation de ε_{fi} et la variation de ε_{lvd} pour chaque palier de chargement. La première valeur correspondant à la remise sous contrainte de l'échantillon (l'échantillon passe d'un état non confiné à un état confiné pour lequel la contrainte *effective* isotrope est 1 MPa mais cette augmentation de contrainte effective est obtenue comme le résultat de l'augmentation simultanée de la contrainte isotrope totale de 0 à 3,2, et de la pression interstitielle de 0 à 2,2 MPa). Le volume de fluide débité par les générateurs, qui permet de calculer ε_{fi} , est en conséquence fortement influencé par la compressibilité du fluide (eau+air). L'augmentation de la pression d'eau induit une compression du fluide que les générateurs compensent par un débit sortant, ce qui s'interprète comme une augmentation de l'espace poreux (gonflement de l'échantillon) si on ignore cette compression. Pour cette raison nous avons choisi de soustraire aux variations de volume de fluide brutes mesurées, la variation de volume observée pendant la montée en pression du fluide ([annexe 4-2](#)). Il en résulte pour cette première étape deux courbes de variation de volume ε_{fi} et ε_{lvd} assez comparables, que nous retiendrons pour la discussion. Cependant cette opération arbitraire interdit de tirer des conclusions de cette étape concernant la comparaison des mesures ε_{fi} et ε_{lvd} : en effet la différence entre les deux mesures dans la première étape de chargement n'est peut-être pas significative puisque la totalité des variations de volume sont supprimées y compris celles dues au comportement du

matériau. Notons toutefois que cette incertitude sur l'interprétation des mesures de volume des générateurs est limitée à l'étape initiale discutée ici, puisque ensuite la pression de pore est maintenue constante jusqu'à la fin de l'essai et que seule la pression de confinement varie par la suite.

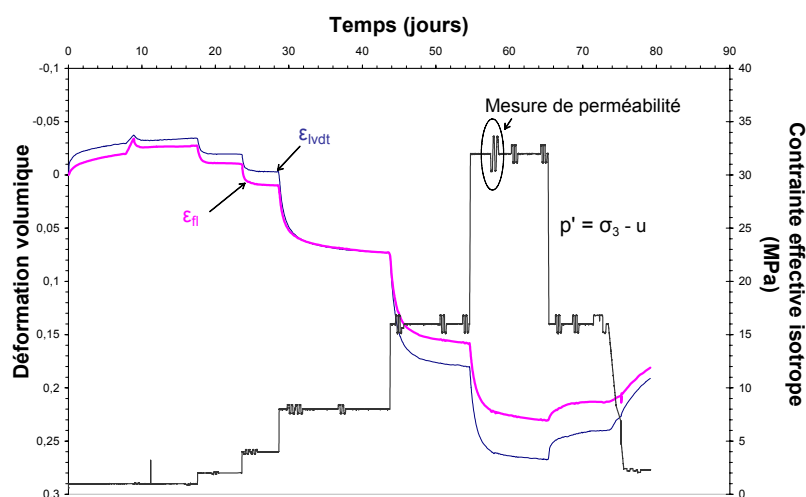


Figure IV-5: Essai de compression isotrope jusqu'à 32 MPa. Observation des variations de volume d'eau ϵ_{η} et des variations de volume de l'échantillon ϵ_{lvdv} dans le temps.

Ces remarques étant faites, nous discutons maintenant les résultats observés. Au cours du premier pas de chargement, la quantité d'eau dans l'échantillon augmente fortement (entre 3% et 3,5% après 20 jours). Ce gonflement observé peut être le résultat de la diminution de la succion qui peut exister dans l'échantillon en début d'essai et/ou de l'adsorption des molécules d'eau dans l'espace interparticulaire ou à la surface des particules d'argile. La diminution de la succion peut induire du gonflement si le niveau de contrainte appliqué à l'échantillon n'est pas trop élevé (Alonso *et al.*, 1990). Les deux étapes de chargement suivantes correspondent à des valeurs de r_1 plus grandes que dans la première étape mais égales entre elles ce qui signifie que le comportement volumique de l'échantillon est le même lorsque l'on augmente la contrainte effective isotrope à 2 MPa puis à 4 MPa. Le volume de l'échantillon diminue, il s'agit de consolidation. Au delà de 4 MPa, la tendance s'inverse et r_1 devient inférieur à 1 c'est à dire que $\Delta\epsilon_{\eta}$ devient inférieur à $\Delta\epsilon_{lvdv}$. Le coefficient r_1 est alors constant jusqu'à la fin de la charge. Pour les trois étapes (8, 16 et 32 MPa) la compressibilité du squelette ne suffit donc plus à expliquer la déformation volumique observée (Coussy, 1991).

Sur un chemin poroélastique et en condition isotrope, saturée et isotherme, le paramètre r_1 est défini comme le coefficient de Biot, noté classiquement b , qui quantifie la part de déformation volumique liée à la variation de porosité sur la variation de volume totale.

Lorsque la rigidité du squelette est négligeable devant celle des grains, b est théoriquement égal à 1. Ce coefficient poroélastique doit être déterminé au cours d'une décharge élastique. Dans notre essai une seule décharge a été effectuée. Cette décharge à 16 MPa (dernière étape) met en évidence l'existence de déformations irréversibles puisque l'amplitude des déformations volumiques à la décharge est plus de 3 fois plus faible qu'à la charge. (dernière étape) et conduit à une valeur de $r_1 = b = 0,6$. Cependant, pour cette étape, la stabilisation des déformations (volumique, axiale et radiale) était imparfaite ce qui nous empêche de conclure.

La déformation volumique de l'échantillon à la fin de la charge est de l'ordre de 25%. Cette déformation volumique est par ailleurs anisotrope comme l'indique le paramètre noté r_2 dans le Tableau IV-2. La déformation maximale axiale est de l'ordre de 15% alors que la déformation radiale n'est que de 5,5% à la fin de la charge. Malgré l'anisotropie évidente du comportement, le module de compressibilité drainé K_d a été calculé pour chaque étape (Tableau IV-2). Entre 1 et 8 MPa, la variation de K_d n'est pas caractéristique alors qu'au delà de 8 MPa, la compressibilité augmente avec la contrainte isotrope. Enfin, l'indice de compression C_c et l'indice de gonflement C_s ont été respectivement évalué à 0,504 et 0,173 pour ce matériau.

Au vu de l'ensemble de ces résultats, il semble qu'il existe un domaine de comportement transitionnel pour cet échantillon correspondant aux niveaux de contrainte compris entre 4 et 8 MPa.

p' [MPa]	$\Delta p'$ [MPa]	$r_1 = \Delta \varepsilon_{fl} / \Delta \varepsilon_{lvd}$	$K_d = \Delta p' / \Delta \varepsilon_{lvd}$ [MPa]	$r_2 = \Delta \varepsilon_{axial} / \Delta \varepsilon_{radial}$
1	1	0.80	Gonflement	1
2	1	1.23	71	3.2
4	2	1.18	118	1.92
8	4	0.83	53	2.22
16	8	0.80	75	2.62
32	16	0.83	184	2.82
16	-16	0.60	Décharge	?

Tableau IV-2: Essai de compression isotrope : rapport entre $\Delta \varepsilon_{fl}$ et $\Delta \varepsilon_{lvd}$ pour une étape de chargement (r_1), module de compressibilité drainé (K_d) et rapport entre les variations de déformation axiale et radiale pour une étape de chargement (r_2).

IV.3.2. Détermination de la contrainte de préconsolidation

La Figure IV-6 représente l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective isotrope (échelle semi-logarithmique en p'). Nous avons volontairement choisi de ne pas représenter l'état initial du matériau (p_0' et e_0) pour ne pas faire apparaître sur la figure le

gonflement observé sous 1 MPa de contrainte isotrope. La construction classique de Casagrande permet d'évaluer la contrainte de préconsolidation de l'argile de Boom au cours d'un essai de compression isotrope. p'_c est de l'ordre de 5 MPa.

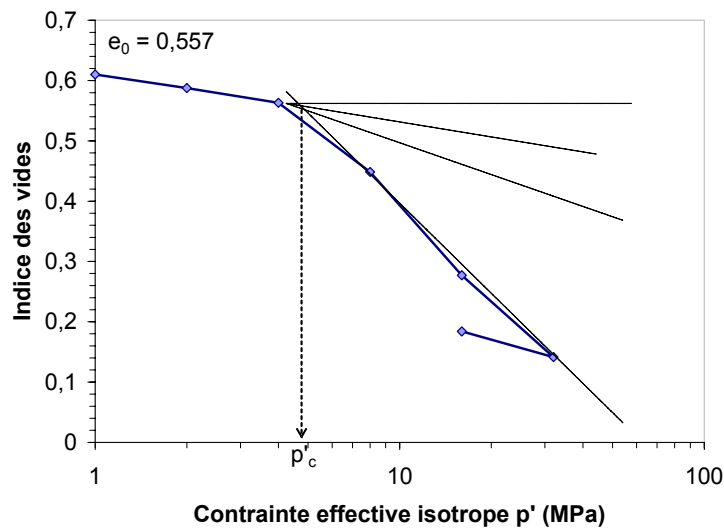


Figure IV-6: Evaluation de la contrainte de préconsolidation à partir de la construction de Casagrande (1936).

Cette valeur est légèrement inférieure à celles annoncées dans la littérature (*Horseman et al.*, 1987; *Baldi et al.*, 1991) mais l'ordre de grandeur est inchangé. La différence peut être due aux différentes origines des échantillons testés mais aussi aux conditions de mesures qui diffèrent d'une étude à l'autre. In situ, l'argile de Boom est donc dans un état surconsolidé et le taux de surconsolidation est égal à 2,17.

IV.4. Essais de compression déviatoire

IV.4.1. Consolidation isotrope

Chacun des essais triaxiaux réalisé débute par une phase de consolidation isotrope. Nous décrirons dans ce paragraphe, les principaux résultats déduits de cette phase et nous discuterons le comportement volumique de l'argile de Boom en condition isotrope sur la base de quelques exemples. Pour chaque essai, les chemins de sollicitation sont présentés et les déformations volumiques déduites de la mesure des déplacements axiaux et radiaux de l'échantillon ($\epsilon_{lvd\bar{t}}$) et les déformations volumiques déduites des variations de volume d'eau dans l'échantillon (ϵ_{fl}) sont comparées. L'ensemble des courbes est présenté en annexe ([annexe 4-3](#)). ϵ_{fl} a par ailleurs été systématiquement corrigé des déformations volumiques dues à la compressibilité du fluide lorsque la pression de celui-ci change.

ϵ_{fl} et $\epsilon_{lvd\bar{t}}$ sont en général en très bon accord excepté pour l'essai BC05 et l'essai BC11. Un exemple est donné sur la Figure IV-7 dans le cas de l'essai BC19. Dans le cas de l'essai BC11, ϵ_{fl} est deux fois plus importante que $\epsilon_{lvd\bar{t}}$ après 250 heures. L'amplitude importante du volume d'eau injecté (7,5 cm³ au bout de 250 heures contre 5 cm³ après 500 heures pour l'essai BC08 consolidé à la même contrainte) laisse soupçonner l'existence d'une fuite dans le système hydraulique. Ainsi le gonflement de cet échantillon, quantifié par ϵ_{fl} , est surestimé car le débit de fuite a le même signe que le débit d'eau absorbé par l'échantillon. La mesure des variations de volume d'eau au moyen des générateurs ne permet pas de distinguer les volumes d'eau perdus des volumes d'eau échangés avec l'échantillon. L'existence de la fuite sera avérée par la suite. En revanche, aucune explication technique ou scientifique ne permet d'expliquer la différence notable entre les deux mesures de déformation volumique pour l'essai BC05.

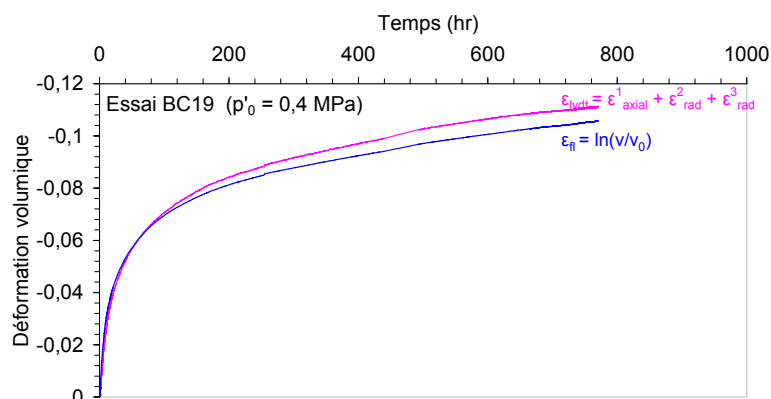


Figure IV-7: Détermination des déformations volumiques ϵ_{fl} et $\epsilon_{lvd\bar{t}}$ au cours de la consolidation isotrope d'un échantillon sous 0,4 MPa de contrainte effective. Les résultats sont similaires même à long terme.

IV.4.1.1. Essais BC05, BC06 et BC07

La contrainte effective isotrope p'_0 pour ces essais est de 2,3 MPa. La procédure expérimentale qui a été introduite au paragraphe III-4-2-4, débute par l'application instantanée de la pression de confinement (0,5 MPa) et de la pression de pore aux extrémités de l'échantillon (0,3 MPa).

La consolidation comprend trois étapes pour les essais BC05 et BC07 et quatre pour l'essai BC06 (Figure IV-8). L'essai BC06 diffère en ce que la pression de confinement n'est augmentée qu'après une douzaine d'heures, ceci afin d'attendre l'équilibre thermique de l'enceinte dans laquelle se trouve la cellule. Pendant cette phase, l'échantillon soumis à une très faible contrainte effective (0,2 MPa) a vu son volume augmenter fortement (Figure IV-12-b). Les étapes suivantes sont communes aux trois essais. p'_0 est appliquée à l'échantillon, la pression de pore étant maintenue constante et égale à 0,3 MPa aux deux extrémités de l'échantillon. Du gonflement est observé (dans le cas de l'essai BC06, c'est une poursuite) jusqu'à une certaine valeur de la contrainte effective, puis de la consolidation se produit. Lorsque les variations de volume semblent se stabiliser (fin de la consolidation), la pression de pore en pied d'échantillon est augmentée en deux étapes jusqu'à 1 MPa (étape 2) puis jusqu'à 2,2 MPa (étape 3), la pression de confinement étant augmentée en parallèle de telle sorte à maintenir constante la pression effective en pied d'échantillon.

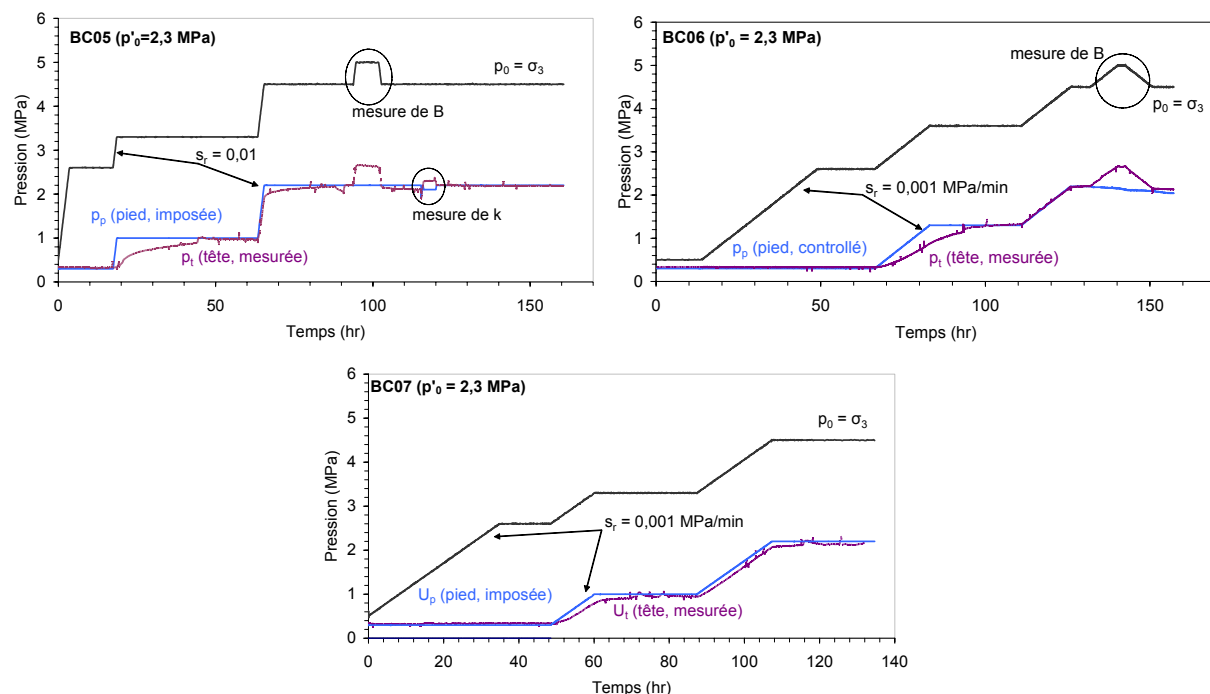


Figure IV-8: Les différentes étapes de la consolidation isotrope des échantillons BC05, BC06 et BC07 : observation des chemins de sollicitation en contrainte, mise en évidence de l'effet de la contre-pression, mesure du coefficient de Skempton.

La vitesse d'augmentation des pressions pour l'essai BC05 est de 0,01 MPa/min et pour les essais BC06 et BC07 elle est de 0.001 MPa/min. En tête d'échantillon la pression de pore est mesurée. Entre 30 et 40 heures sont nécessaires pour que la pression de pore en pied atteigne la valeur imposée en tête pendant l'étape 2 (Figure IV-8). Dans cette étape, le temps nécessaire pour homogénéiser la pression entre les extrémités des échantillons est liée d'une part à la perméabilité de l'échantillon mais aussi à l'état de saturation de l'échantillon et des circuits hydrauliques. L'incidence de ce dernier paramètre est bien mise en évidence par le délai de réponse de la pression en tête qui disparaît dans l'étape 3 : la pression en tête suit de très près la pression imposée en pied. Ceci s'explique par le fait que l'état de saturation est logiquement amélioré par l'augmentation de la contre-pression.

Enfin des mesures du coefficient B de Skempton sont réalisées. Des valeurs comprises entre 0,9 et 1,05 sont obtenues. Pendant la mesure de B, pour être en condition non drainée, l'échantillon est isolé (fermeture de vannes) et la pression de pore n'est plus régulée. Sans régulation, celle-ci ne reste pas constante et chute, révélant peut-être la présence de fuites ou traduisant certainement le gonflement de l'échantillon observé par ailleurs. En effet, pendant ces étapes, le volume de l'échantillon continue d'augmenter régulièrement malgré un niveau de contrainte effective élevé (2,3 MPa) (Figure IV-12-b). Le coefficient B ne sera pas mesuré dans les autres essais.

IV.4.1.2. Essais BC08

L'essai BC08 fut le premier essai à très basse contrainte : $p'_0 = 0,4$ MPa. Comme pour les essais BC05 et BC07, nous avons imposé la contrainte effective en imposant la pression de pore en pied d'échantillon à 0,3 MPa (Figure IV-9). Afin de gagner du temps nous avons choisi d'augmenter directement la pression de pore aux deux extrémités de l'échantillon jusqu'à 2,2 MPa et la pression de confinement à 2,6 MPa. L'échantillon a gonflé sous contrainte pendant 500 heures.

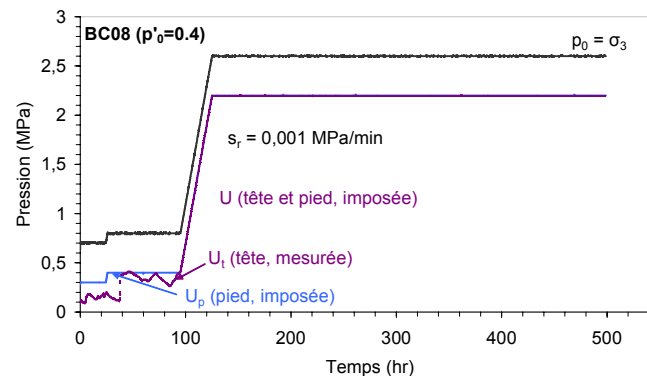


Figure IV-9: Phase de consolidation de l'essai BC08

IV.4.1.3. Essai BC09

L'échantillon BC09 a été consolidé par étape successive jusqu'à une contrainte effective isotrope finale de 5 MPa suivant la procédure indiquée sur la Figure IV-10. Les réponses en volume sont très cohérentes quelle que soit la méthode de mesure.

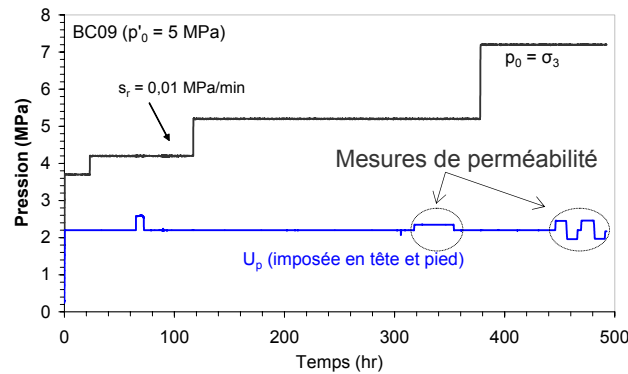


Figure IV-10: Consolidation de l'échantillon BC09 : la contrainte effective isotrope est appliquée par palier ; les déformation volumiques ε_{fi} et ε_{lvd} sont cohérentes.

IV.4.1.4. Les essais BC11 à BC20

Pour ces essais la contrainte isotrope a été appliquée brutalement à l'échantillon en imposant une pression de pore aux deux extrémités de l'échantillon de 0,3 MPa et une pression de confinement de $(0,3 + p'_0)$ MPa. Ensuite les pressions ont été augmentées en maintenant la contrainte effective constante jusqu'à une valeur de 2,2 MPa pour la pression de pore et $(2,2 + p'_0)$ pour le confinement. Les échantillons sont maintenus sous cette charge isotrope pendant très longtemps pour certains échantillons (plus d'un mois pour l'échantillon BC19).

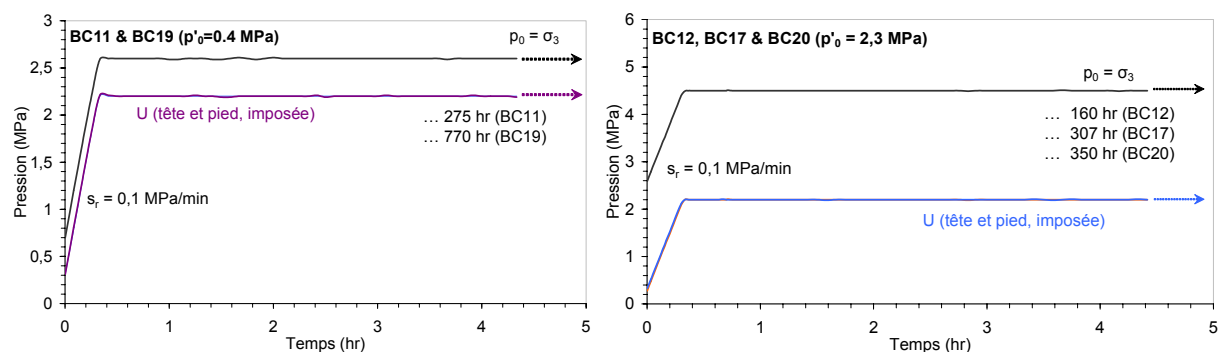


Figure IV-11: Chemins de sollicitation en contrainte pour les essais BC11 à BC20.

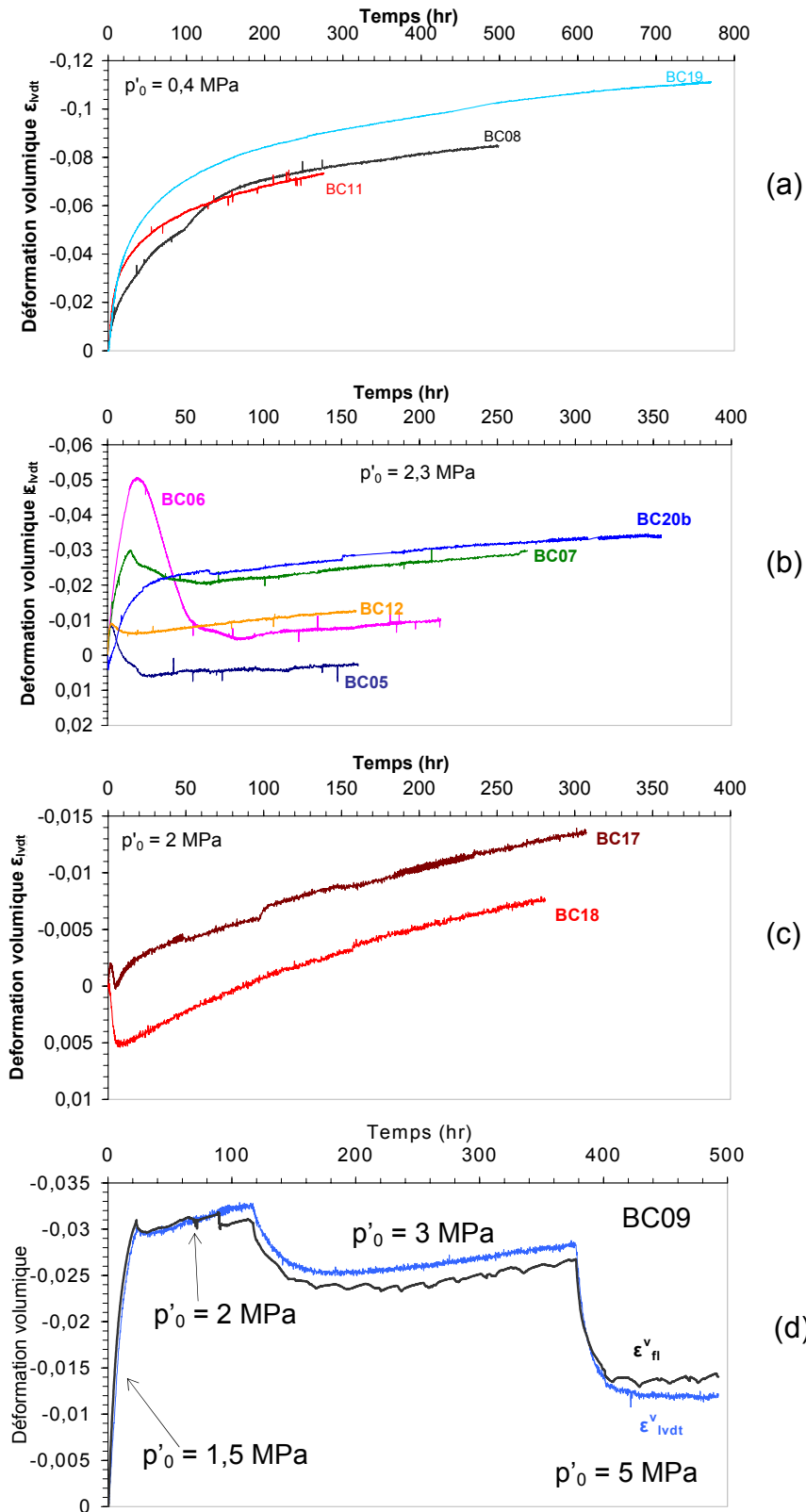


Figure IV-12: Déformations volumiques mesurées pendant la phase de consolidation isotrope d'échantillon d'argile de Boom à différentes contraintes effectives : (a) 0,4 MPa, (b) 2,3 MPa et (c) 2 MPa, (d) 5 MPa ($u = 2,2$ MPa).

IV.4.1.5. Analyse du comportement volumique

Dans cette section nous présentons les résultats observés en terme de déformation volumique dans le temps en fonction de la contrainte isotrope. Quatre niveaux de contrainte ont été étudiés : 0,4, 2, 2,3 et 5 MPa. Les résultats sont présentés sur la Figure IV-12. La comparaison et l'analyse des déformations volumiques pendant les différentes phases de consolidation mettent en évidence un comportement caractéristique de l'argile de Boom, à savoir l'existence simultanée de deux mécanismes (consolidation et gonflement).

IV.4.1.5.1 Faible niveau de contrainte (Figure IV-12-a)

A très basse pression ($p'_0 = 0,4$ MPa et 0,2 MPa dans la première étape de l'essai BC06, Figure IV-12-b), quel que soit le chemin de sollicitation, les déformations volumiques enregistrées sont positives c'est à dire que l'argile de Boom apparaît à ces niveaux de contrainte comme un matériau gonflant sur des durées allant jusqu'à 1 mois. La pente initiale de la courbe de déformation volumique dans le temps dépend de la contrainte effective appliquée et de la teneur en eau initiale. L'essai BC19 a la teneur en eau initiale la plus faible et une pente à l'origine la plus grande. L'échantillon est moins bien saturé que les autres et la succion induite augmente l'amplitude du gonflement initial.

L'échantillon BC06 est d'abord soumis à une contrainte effective très faible de 0,2 MPa et le taux de gonflement à l'origine est le plus important. A teneur en eau équivalente, le gonflement le plus important a lieu pour le niveau de contrainte le plus faible ce qui est vérifié pour les échantillons BC06, BC08 et BC11 qui ont une teneur en eau équivalente.

La vitesse du processus de gonflement diminue et devient plus ou moins constante à long terme (de l'ordre de $4 \cdot 10^{-5} \text{ hr}^{-1}$, [annexe 4-3](#)). Pour l'essai BC19, le plus long, le taux de gonflement semble diminuer à très long terme.

IV.4.1.5.2 Niveau de contrainte moyen (Figure IV-12-b et -c)

Pour des niveaux de contrainte moyens ($p'_0 = 2$ et 2,3 MPa), dans un premier temps, le volume de l'échantillon augmente (gonflement) puis diminue (consolidation) et enfin du gonflement apparaît à nouveau qui se poursuit à long terme. Le niveau du pic de gonflement dans la première étape dépend du chemin de sollicitation : la consolidation apparaît pour un même niveau de contrainte moyenne atteint plus ou moins rapidement. Dans le cas de l'essai BC20, le gonflement initial est inexistant, le volume de l'échantillon diminue dès le départ mais la consolidation laisse très rapidement la place à du gonflement qui se poursuit à long terme à vitesse presque constante. La teneur en eau de cet échantillon est plus faible que la moyenne.

IV.4.1.5.3 Niveau de contrainte élevé : cas de l'essai BC09

Pour $p'_0=1,5$ MPa la réponse volumique de cet échantillon est similaire en amplitude et en vitesse à celle des essais sous faible contrainte. L'essai BC09 (Figure IV-12-d) met particulièrement bien en évidence la superposition de deux mécanismes : un mécanisme de gonflement et un mécanisme de consolidation. A faible contrainte, le premier mécanisme est prédominant et au fur et à mesure que la contrainte effective augmente, l'amplitude du volume consolidé devient plus importante masquant ainsi les déformations volumiques dues au mécanisme de gonflement. Mais celui-ci redevient prédominant au bout d'un certain temps. On n'observe plus de gonflement pour $p'_0= 5$ MPa pour la durée considérée.

IV.4.1.5.4 Bilan

Les différents essais montrent que le niveau de contrainte pour lequel le mécanisme de gonflement n'est plus observé est supérieur à 3 MPa (essai BC09). Pour l'essai de consolidation isotrope (BC15) la limite d'observation des déformations volumiques négatives est plutôt de 2 MPa (Figure IV-5).

La succion capillaire sous faible contrainte induit du gonflement instantané. A plus long terme, en admettant que l'état de saturation est satisfaisant et que les contraintes sont homogènes dans l'échantillon, de la succion osmotique et de la déstructuration peuvent induire du gonflement. Des mécanismes chimiques tels l'oxydation des nodules de pyrite ou la détérioration des lèvres de microfissures au contact avec le fluide peuvent aussi induire du gonflement. Notons que le fluide interstitiel utilisé est de l'eau synthétique supposée inerte vis à vis de l'argile. Par ailleurs, si la pression n'est pas totalement homogénéisée (cela peut être le cas dans les plus petits pores), la contrainte effective n'est pas constante dans le temps et des déformations volumiques positives ou négatives existent.

L'observation de l'évolution des déformations volumiques à long terme pour les différents essais suggère que le mécanisme sous jacent est le même puisque le comportement induit est similaire quelle que soit la contrainte isotrope (0,4 à 2,3 MPa). L'ensemble des résultats confirme que l'argile de Boom est un matériau gonflant et que le gonflement observé est de type physico-chimique.

La détermination de la porosité et de la teneur en eau en fin de consolidation nous montre que l'état initial pour la phase de cisaillement est différent d'un échantillon à l'autre (Tableau IV-3).

Essai	e_0	n_0 %	w_0 %	ϵ_{lvdt}^v	n	$\Delta n/n_0$ %	w %
BC05	-	-	24,38	-0,002	-		24,33
BC06	0,572	36,38	23,65	0,010	37,01	1,73	23,88
BC07	0,582	36,78	23,76	0,030	38,62	5,00	24,7
BC08	0,572	36,38	22,91	0,084	41,31	13,50	24,83
BC09	0,569	36,6	22,40	0,0125	37,05	1,23	22,8
BC11	0,575	36,50	23,00	0,072	40,77	11,70	24,65
BC12	0,577	36,58	23,15	0,012	37,34	3,17	23,42
BC15	0,585	36,91	22,30	-	-		-
BC17	0,580	36,71	23,25	0,014	37,58	2,37	23,57
BC18	0,587	36,98	23,20	0,008	37,48	1,35	23,38
BC19	0,544	35,23	20,00	0,112	41,75	18,5	22,24
BC20	0,559	35,85	20,56	0,035	38,02	6,00	21,27

Tableau IV-3: Porosité et teneur en eau des échantillons d'argile de Boom à la fin de la phase de consolidation.

IV.4.2. Charge déviatoire

IV.4.2.1. Validation de la mesure des déformations axiales

La déformation axiale ϵ_{axial}^1 pendant la phase de cisaillement est calculée à partir de la mesure du déplacement du piston ($\epsilon_{externe}^1$) et des déplacements axiaux locaux donnés par les capteurs LVDT miniatures placés dans la cellule ($\epsilon_{interne}^1$). Les premiers essais ont mis en évidence un important écart entre ces deux grandeurs : la valeur en fin d'essai de $\epsilon_{externe}^1$ est beaucoup plus grande que la valeur de $\epsilon_{interne}^1$ et le taux de déformation interne s'avère être deux à trois fois plus faible que celui imposé. Plusieurs facteurs peuvent influencer les mesures :

- ✱ pour les mesures externes : rigidité de la cellule, interface piston/échantillon de mauvaise qualité due à la surface probablement irrégulière de l'échantillon, effet de frottement aux extrémités de l'échantillon, défaut de parallélisme.
- ✱ pour les mesures internes : effet de la membrane du fait que les support des capteurs LVDT sont collés sur celle-ci, déformation non homogène de l'échantillon (mise en tonneau par exemple), non homogénéité du matériau sur sa hauteur.

Afin de comprendre les phénomènes mis en jeu et de valider la déformation axiale de l'argile de Boom, plusieurs tests ont été réalisés.

Pour valider l'utilisation de capteurs LVDT internes pour la mesure des déformations et pour étudier l'effet du dispositif sur la mesure de la déformation axiale de l'échantillon deux essais de compression déviatoire correspondant à deux niveaux de confinement différents (1,4 MPa et 5 MPa) ont été réalisés sur une éprouvette en acier (40*80 mm) dans les mêmes conditions que pour un échantillon d'argile. Ces essais nous ont permis d'une part de déterminer la rigidité de la cellule et donc d'apporter la correction nécessaire à la valeur externe de la déformation axiale. D'autre part la mesure des déformations internes avec des capteurs LVDT miniatures a été validé en déterminant le module de rigidité de l'échantillon et en le comparant à la valeur théorique attendue (~ 210 GPa).

Pour les deux confinements testés, la rigidité de la cellule a été estimée à 350 kN/mm. Notons que des essais complémentaires ont été réalisés afin de tenir compte du fait que la rigidité de la cellule n'est constante qu'au delà d'un certain effort appliqué. Ainsi pour une force axiale inférieure à 5 kN, la rigidité de la cellule est de l'ordre de 130 kN/mm et augmente à 215 kN/mm pour des efforts compris entre 5 et 15 kN. Cette évolution croissante de la rigidité de la cellule aux faibles efforts axiaux peut s'expliquer par la présence de liaisons filetées entre les organes du bâti de cellule. Les corrections appliquées à $\varepsilon_{\text{externe}}^1$ de l'argile de Boom se sont révélées négligeables (de l'ordre de 0.001) du fait de la très faible résistance (< 9 kN) et de la très faible rigidité du matériau pour les confinements étudiés (< 5 MPa).

Le module d'élasticité de l'acier calculés à partir des mesures internes vaut respectivement, pour 1,4 MPa et 5 MPa de confinement, 200 et 171 GPa. L'ordre de grandeur de la rigidité de l'acier est bien cohérente. Les réponses des capteurs LVDT internes fixés sur la membrane sont apparues d'une très grande précision pour l'essai à 1,4 MPa mais un peu plus perturbées pour l'essai à fort confinement. Ceci peut signifier un début d'influence du confinement sur la réponse de ces capteurs. Cependant, au vu de ces résultats nous admettons par la suite que la réponse des capteurs LVDT miniatures ne peut être remise en cause et que la membrane en néoprène ne perturbe pas la mesure tout au moins aux très petites déformations ($< 0.15\%$). Enfin, il aurait fallu, en fin de campagne expérimentale, reproduire les essais présentés ici pour déterminer un éventuel effet du temps sur ces capteurs de déplacement. On notera toutefois que les capteurs LVDT ont été régulièrement recalibrés au cours de la campagne.

L'essai BC20 a été réalisé dans des conditions particulières. La déformation axiale a été mesuré avec les capteurs internes de deux manières (*Figure IV-13*). Une première mesure a été obtenue à partir de deux capteurs LVDT miniatures collés dans la partie centrale de l'échantillon, la seconde déformation a été mesurée entre les embases de l'échantillon au moyen de deux autres capteurs LVDT miniatures (*Figure IV-13*). La vitesse de déplacement

du piston est de $0,25 \mu\text{m}/\text{min}$ de sorte à obtenir une vitesse de déformation de l'ordre de $3,75 \cdot 10^{-4} \text{ hr}^{-1}$.

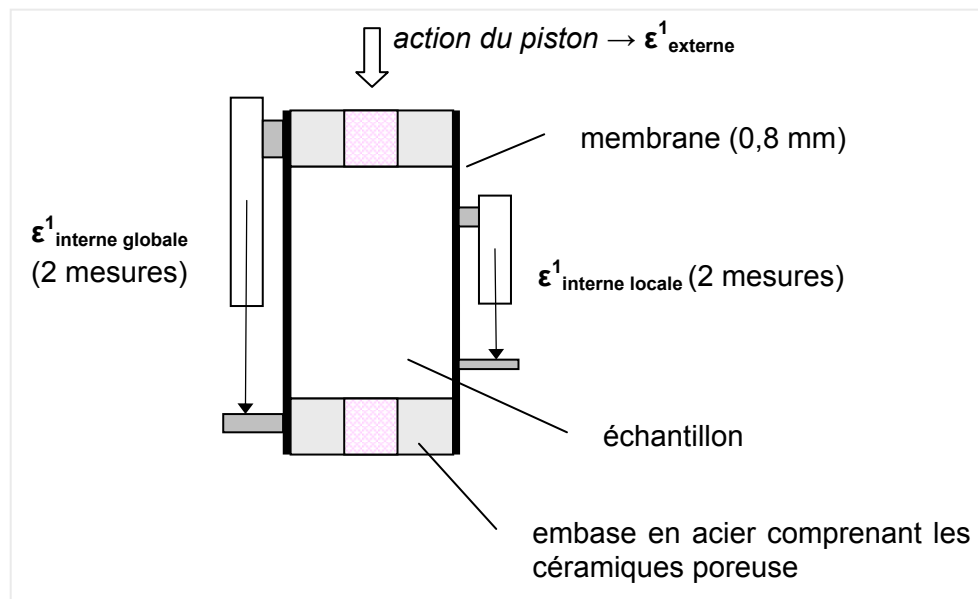


Figure IV-13: Dispositif de mesure des déformations axiales pendant l'essai BC20.

Pour les déformations radiales, seuls trois capteurs LVDT internes étaient alors disponibles. Ils sont toujours disposés à mi-hauteur de l'échantillon. Les résultats obtenus sont donnés sur la Figure IV-14. L'amplitude et le taux de déformation dépendent de la mesure considérée (Figure IV-14-a). La mesure externe est la plus grande. La valeur de la mesure interne locale est largement inférieure avec un taux de déformation à long terme 2 à 3 fois plus faible que celui imposé (le déplacement du piston est contrôlé en déplacement). La mesure interne globale est intermédiaire, elle diffère de la mesure externe au début (effet de mise en place) puis évolue en parallèle jusqu'en fin d'essai. Il s'agit de comprendre pourquoi $\epsilon^1_{\text{interne local}}$ est aussi différente et déterminer quelle est la déformation axiale réelle de l'échantillon. La Figure IV-14-b montre l'influence du type de la mesure de déformation axiale sur la rigidité de l'échantillon BC20 qui se trouve être 15 fois plus grande lorsque l'on considère $\epsilon^1_{\text{interne local}}$ plutôt que $\epsilon^1_{\text{externe}}$. Les déformations volumiques, ϵ_{lvdt} et ϵ_{fl} , de l'échantillon sont par ailleurs représentées en fonction de $\epsilon^1_{\text{externe}}$ (Figure IV-14-c) et de $\epsilon^1_{\text{interne local}}$ (Figure IV-14-d). ϵ_{lvdt} dépend de la déformation axiale (soit $\epsilon^1_{\text{interne local}}$ soit $\epsilon^1_{\text{externe}}$) et de la déformation radiale. Nous avons considéré l'hypothèse d'une déformation homogène en cylindre et d'une déformation en tonneau qui permet de prendre en compte les effets de frottement à l'interface embase-échantillon ([annexe 4-4](#)).

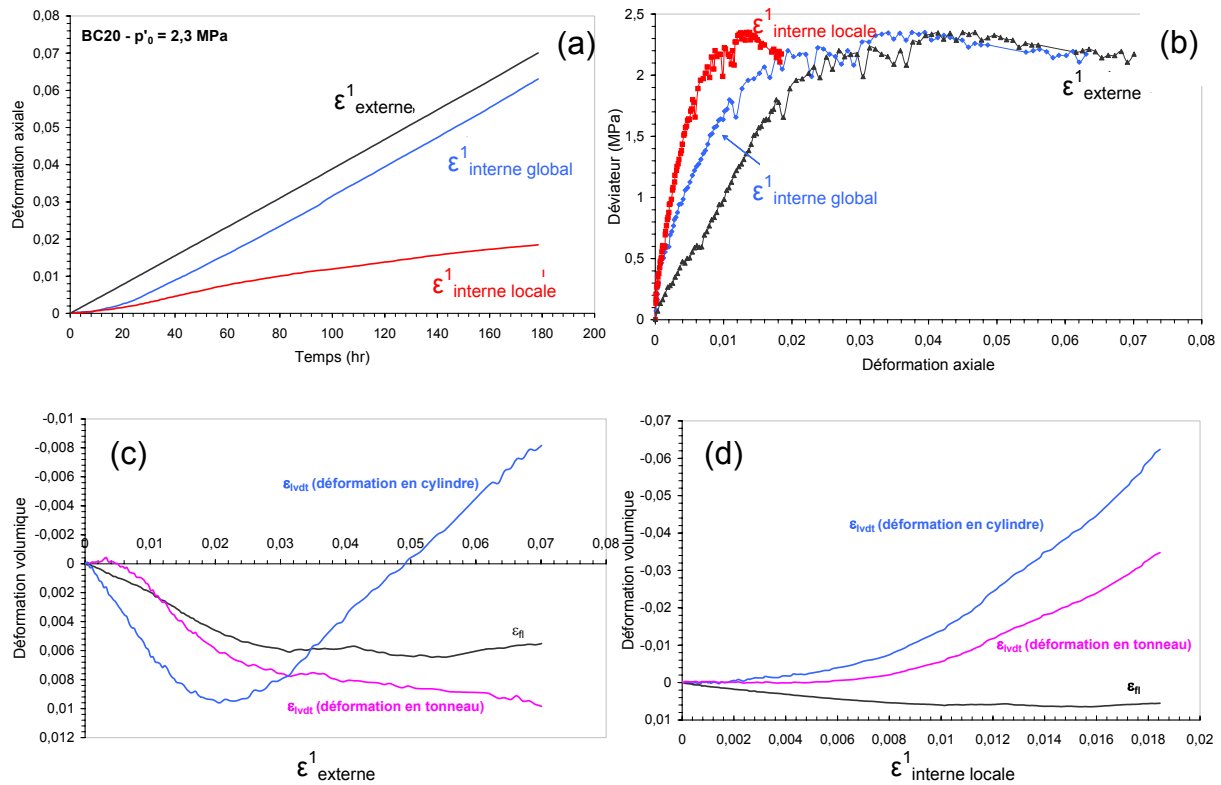


Figure IV-14: Résultats de l'essai BC20: (a) 3 mesures de déformations axiales, (b) déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, (c) déformation volumique en fonction de la déformation axiale externe (c) et interne locale (d).

Cette hypothèse est justifiée pour certains échantillons (BC09, BC12, et BC20) à la vue de leur forme en fin d'essai. Si l'on considère $\epsilon^1_{\text{interne locale}}$, les réponses en volume, sont incohérentes alors qu'en considérant $\epsilon^1_{\text{externe}}$, l'hypothèse d'une déformation en tonneau permet d'obtenir une déformation volumique ϵ_{ivdt} cohérente avec la variation de volume d'eau ϵ_{ri} dans l'échantillon. Ainsi pour cet essai, les déformations volumiques permettraient de valider la mesure externe (ou la mesure interne globale) de la déformation axiale.

L'accommodation de l'interface embase-échantillon due au défaut de parallélisme et à l'irrégularité de la surface des échantillons, est absorbée au delà d'une certaine déformation et ne peut donc expliquer la différence croissante entre $\epsilon^1_{\text{externe}}$ et $\epsilon^1_{\text{interne locale}}$. L'effet de mise en place dû à la venue au contact du piston avec la tête de l'échantillon s'observe et est la cause de l'écart à l'origine entre $\epsilon^1_{\text{externe}}$ et $\epsilon^1_{\text{interne globale}}$ mais cet effet disparaît très rapidement.

Cependant à ce stade aucune explication satisfaisante de la différence entre la mesure externe et interne locale n'a été proposée. Par ailleurs, pour les différents essais réalisés, les déformations volumiques ne permettent pas toujours de conclure sur le choix de l'hypothèse la meilleure ([annexe 4-5](#)). En effet la prise en compte de $\epsilon^1_{\text{externe}}$ dans la déformation

volumique semble correcte pour les essais BC07, BC08 et BC18. Dans le cas de l'essai BC07, il faut cependant signaler que les déformations radiales ont été mesurées au $\frac{3}{4}$ de hauteur de l'échantillon. Ceci ne doit pas avoir d'effet car le diamètre de l'échantillon en fin d'essai était relativement homogène sur la hauteur (pas de géométrie en tonneau). Dans le cas de l'essai BC18, comme nous l'avons vu au paragraphe III-4-2-5, les trois capteurs LVDT axiaux internes ont une extrémité fixée sur l'embase de pied de l'échantillon et l'autre extrémité sur la partie haute de l'échantillon. Ainsi la mesure de $\varepsilon_{\text{interne}}^1$ correspond en fait à celle de $\varepsilon_{\text{interne globale}}^1$ identiquement à l'essai BC20. Les déformations volumiques valident alors la mesure interne globale ou externe. Toutefois, pour cet essai d'extension, aucune mesure interne locale n'a été réalisée. Les déformations radiales n'ont par ailleurs pas été réalisées à mi-hauteur de l'échantillon.

Pour l'essai BC11 la variation de volume d'eau dans l'échantillon ne peut être prise comme référence du fait de la présence d'une fuite pendant l'essai.

Pour l'essai BC12, les réponses en volume ne sont pas cohérentes mais cela est peut-être dû à la vitesse de sollicitation élevée imposée (25 $\mu\text{m}/\text{min}$). Les trois mesures de déformations internes deviennent homogènes (fin de la phase de mise en place) quand le déviateur des contraintes a déjà atteint une valeur égale à 50% de celle à la rupture.

Enfin, pour l'essai BC19, même si ε_{fi} et $\varepsilon_{\text{lvdt}}$ sont proches lorsqu'on considère $\varepsilon_{\text{externe}}^1$, il est difficile de conclure.

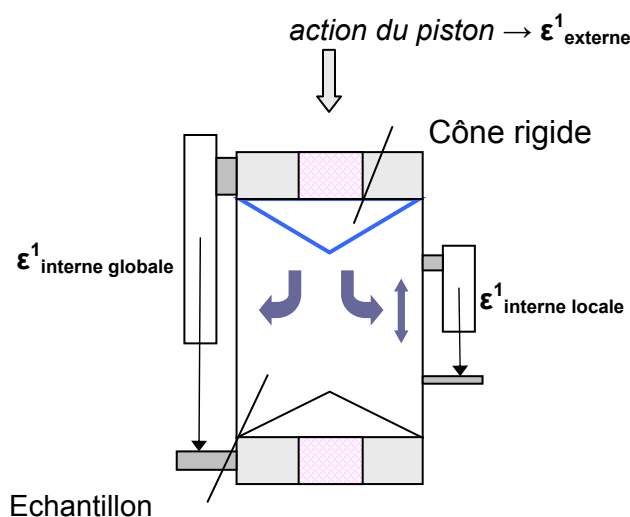


Figure IV-15: Mécanisme pouvant influencer la mesure interne de la déformation axiale par des LVDTs.

Photo IV-5 : Échantillon d'argile de Boom après un essai de cisaillement jusqu'à un niveau de déformation très important (essai BC06).

En géotechnique il est classique d'observer un cône quasi rigide sous la surface d'un pieux que l'on enfonce dans le sol. Le sol est ainsi refoulé de part et d'autre du pieu. Si l'on suppose l'existence d'un tel cône dans nos échantillons, du fait du frottement aux extrémités de l'échantillon, le refoulement de l'argile dans la direction radiale engendrerait une déformation dans la direction axiale de la partie centrale de l'échantillon, non représentative du mécanisme de raccourcissement de l'échantillon. Cet effet minimiserait la déformation axiale locale.

Nous présentons ici un résultat de l'essai BC06 nous semblant pertinent. La rupture de l'échantillon BC06 n'a pas été maîtrisée car l'essai était contrôlé en force et non pas en déplacement comme pour les autres essais. Les capteurs LVDT internes ont cependant permis une détection de la rupture par localisation pour une déformation interne moyenne $\varepsilon_{\text{interne}}^1$ de 1,55%. La déformation interne moyenne maximale était de 2,4%. La Photo IV-6 montre très clairement que la déformation le long de l'axe de l'échantillon est beaucoup plus importante (5,25%, mesurée en fin d'essai). Le mécanisme de déformation de cet échantillon correspond à celui décrit par la Figure IV-15. Cependant, nous ne savons pas à quel moment de l'essai ce mécanisme s'initie : au moment de la localisation des déformations ou bien avant ?

A ce stade, si le dispositif expérimental ne semble pas en cause (même si un doute subsiste sur l'influence de la membrane en néoprène), nous ne pouvons pas conclure sur la validité des mesures de déformations axiales internes. Aussi dans l'analyse des résultats on fait le choix de considérer la déformation axiale externe $\varepsilon_{\text{externe}}^1$ pour quantifier le comportement de l'argile de Boom. En revanche la comparaison des mesures internes entre elles sera utilisée pour la détection expérimentale de la localisation. Par ailleurs, nous considérerons la déformation volumique déduite des variations du volume d'eau dans l'échantillon (ε_v).

IV.4.2.2. Comportement sous chargement déviatoire

Une série d'essais de compression et un essai d'extension ont été réalisés. Nous présentons ici les résultats de ces essais. Nous analyserons dans un premier temps les courbes déviateur-déformation axiale, $q-\varepsilon_{\text{axial}}^1$, et déformation volumique-déformation axiale, $\varepsilon_v-\varepsilon_{\text{axial}}^1$. Dans un second temps, nous présenterons une analyse concernant la détection de la perte d'homogénéité des déformations dans les échantillons.

Nous avons rencontré diverses difficultés au cours des premiers essais réalisés. Aussi les résultats des essais BC05 et BC06 ne seront pas présentés dans cette section. Par ailleurs, un problème technique a fait que la force axiale n'a pas été enregistrée pendant l'essai BC09 ($p'_0=5$ MPa) pour lequel nous ne présenterons que la déformation volumique.

IV.4.2.2.1 Comportement des échantillons consolidés sous 0,4 MPa

Les essais BC08, BC11 et BC19 ont été réalisés dans des conditions similaires. Cependant, comme le montre la Figure IV-16, les réponses obtenues sont très différentes en terme de résistance au cisaillement et de rigidité. D'une manière générale, les essais sur ces matériaux sont difficilement reproductibles : l'état initial peut beaucoup varier d'un essai à l'autre et la pression interstitielle n'est pas toujours correctement contrôlée. Une partie des différences observées est donc certainement due à ces paramètres. Cependant, compte tenu de la forte réactivité de l'argile de Boom vis-à-vis de l'eau, il nous a semblé intéressant d'établir une corrélation entre la durée de la phase de consolidation et la résistance et la rigidité des échantillons. Pour ce niveau de contrainte de confinement, la phase de consolidation représente une importante prise d'eau par l'échantillon qui gonfle. Sur la Figure IV-16-a le paramètre t_c indique la durée de la phase de consolidation. Plus t_c est grand et moins l'échantillon est rigide, plus faible est sa résistance au cisaillement et moins le pic du déviateur des contraintes est marqué. Ainsi, en fonction de t_c , le module de rigidité tangent initial varie de 56 à 125 MPa et le déviateur maximum décroît de 0,72 à 0,48 MPa. En revanche, du point de vue des déformations volumiques (Figure IV-16-b), l'analyse des différences de comportement en fonction de t_c est moins évidente. Pour la valeur de t_c la plus faible (essai BC11), le matériau présente de la dilatance alors qu'il est plutôt contractant pour les deux autres essais. Mais il faut rappeler que l'essai BC11 est faussé par une légère fuite qui accroît l'importance de la dilatance lorsque l'on considère les volumes d'eau échangés. Ces essais mettent en évidence une déstructuration du matériau due à l'apport important d'eau pendant la phase de consolidation. L'augmentation du volume d'eau dans l'échantillon fragilise les liens interparticulaires qui peuvent éventuellement se rompre ce qui modifie le comportement macroscopique. Cet effet est d'autant plus important que la phase de consolidation dure longtemps.

Des discontinuités sous forme de très fines fissures fermées se sont développées dans les essais BC08 et BC11 avec une inclinaison d'environ 30-35° par rapport à la direction de la contrainte axiale. Les échantillons après essais sont montrés sur la Photo IV-6. L'échantillon BC08 présente trois fissures parallèles alors que l'échantillon BC11 n'en présente que deux dont la principale traverse l'échantillon de haut en bas. Nous verrons par la suite qu'une perte d'homogénéité de la déformation a été détectée pour les trois essais cependant l'échantillon BC19 ne présentait aucune discontinuité visible à l'œil nu en fin d'essai.

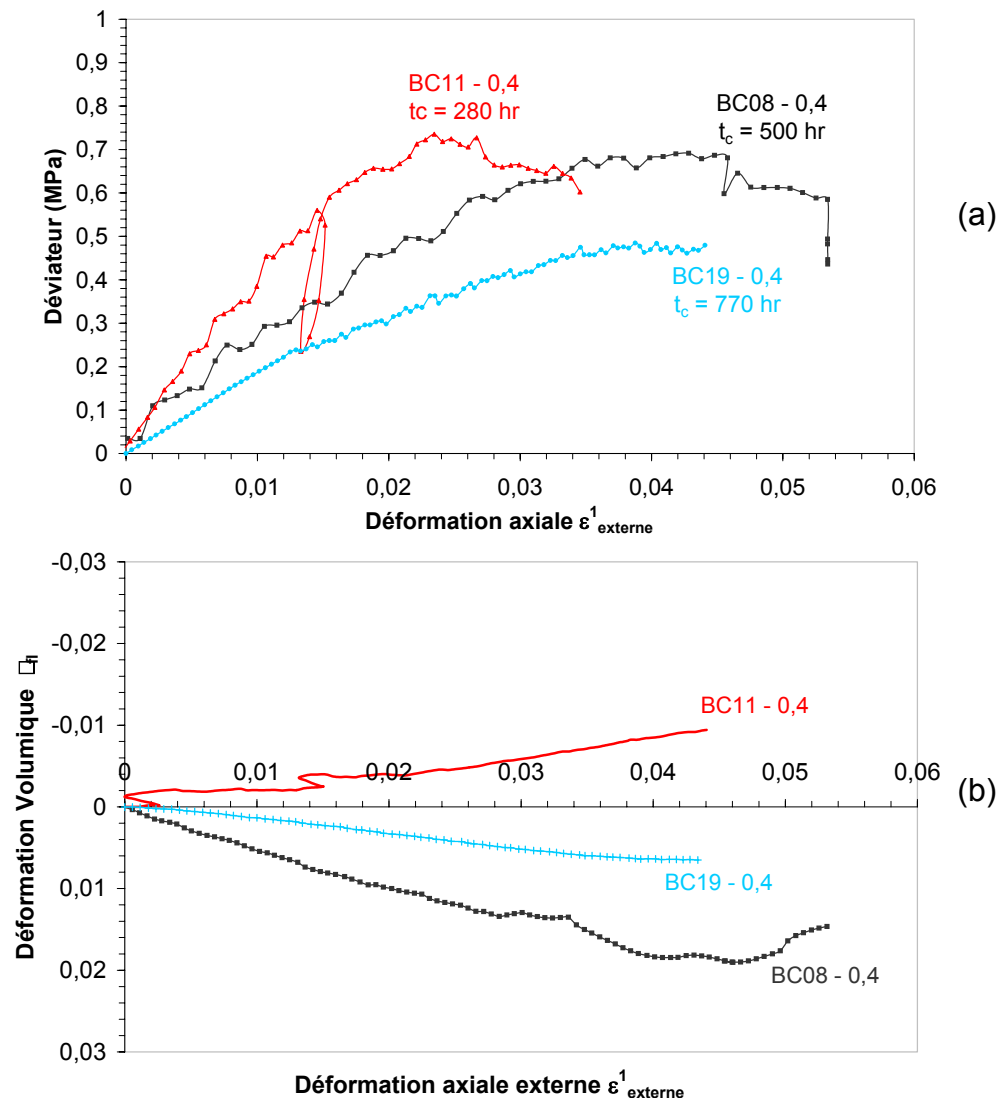


Figure IV-16: Essai de cisaillement drainé à partir d'une contrainte isotrope effective de 0,4 MPa. (a) Le déviateur des contraintes q et (b) la déformation volumique ϵ_v en fonction de la déformation axiale externe.



Essai BC11



Essai BC08

Photo IV-6: Fissures observées sur les échantillons testés à $p'_0 = 0,4$ MPa.

Mais on doit noter que pour cet essai BC19, une fois le pic de déviateur passé, la charge axiale a été aussitôt annulée et le piston remonté. L'échantillon est resté sous charge isotrope ($p'_0 = 0,4$ MPa) pendant plusieurs jours. Pendant ce temps l'échantillon a gonflé et les fissures éventuellement formées ont eu la possibilité de se refermer ou de se sceller (phénomène de cicatrisation). Notons qu'aucune fissure n'est apparue pendant le séchage à l'air de l'échantillon après l'essai.

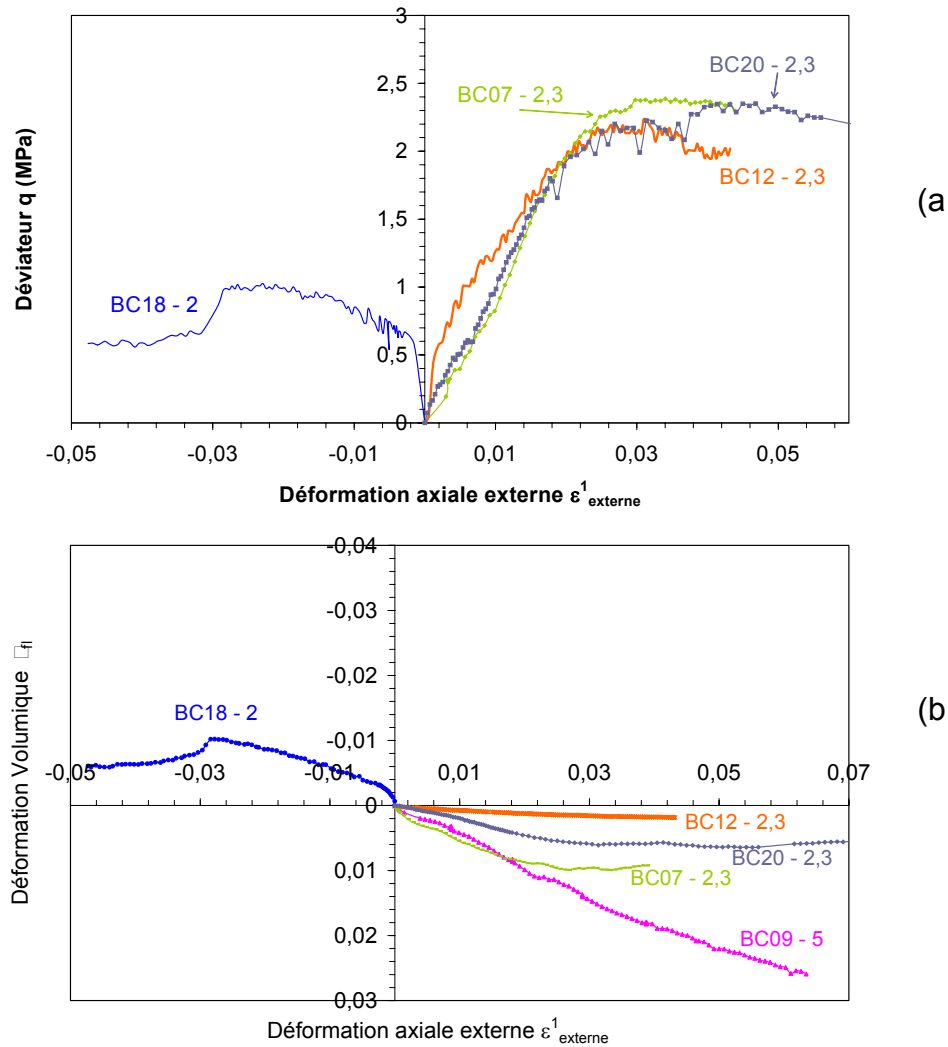


Figure IV-17: Essais de cisaillement drainés sur des échantillons consolidés à 2, 2,3 et 5 MPa. (a) Le déviateur des contraintes q et (b) la déformation volumique ε_v en fonction de la déformation axiale externe.

IV.4.2.2.2 Comportement des échantillons consolidés sous 2,3 MPa

Trois essais ont été réalisés à ce niveau de contrainte : les essais BC07 et BC20 sont similaires alors que l'échantillon BC12 a été sollicité à une vitesse de déplacement 25 fois plus grande ce qui signifie que le comportement de cet échantillon est moins bien drainé que celui des deux autres.

La courbe $q-\varepsilon_{\text{axial}}^1$ est similaire pour les deux essais BC07 et BC20 (Figure IV-17) : le comportement est quasi linéaire au début. La rigidité moyenne des échantillons, déterminée sur cette portion linéaire du comportement est de 242 MPa pour ce niveau de contrainte.

Pour l'essai BC07, le déviateur atteint une valeur maximale de 2,4 MPa pour une déformation axiale de 3% puis décroît très lentement après rupture. Ce comportement est associé à une déformation volumique contractante et à l'absence de plans de cisaillement observables sur l'échantillon (Photo IV-7).

Pour l'essai BC20, le déviateur se stabilise autour d'une valeur de l'ordre de 2,2 MPa avec peut-être même un début de décroissance, puis augmente à nouveau pour atteindre la même valeur maximale de l'essai BC07. La déformation axiale est alors de l'ordre de 4%. Les LVDTs internes montrent une perte d'homogénéité de la déformation axiale au niveau du palier du déviateur suggérant une première rupture par localisation de l'échantillon. Cependant l'échantillon BC20 présente par la suite une résistance supérieure à celle à laquelle la rupture a eu lieu. La déformation volumique est moins contractante que pour l'essai BC07 mais l'échantillon prend une forme en tonneau bien observable après essai (Photo IV-7). Par ailleurs deux zones de localisation de la déformation, extrêmement fines et parallèles entre elles, se sont formées. Leur inclinaison est comprise entre 40 et 44° par rapport à la direction de la contrainte majeure.



Photo IV-7: Echantillons cisailés sous une contrainte effective isotrope de 2,3 MPa : observation d'une rupture non localisée (BC07) et localisée (BC12 et BC20).

La durée de la consolidation pour l'échantillon BC20 était de 350 heures alors qu'elle n'était que de 250 heures pour l'essai BC07. Comme pour les essais à basse pression, ce paramètre pourrait expliquer les différences de comportement à la rupture entre les deux échantillons même si cet effet était beaucoup plus remarquable à basse contrainte.

L'échantillon BC12 testé dans de mauvaises conditions de drainage du fait de la vitesse de sollicitation présente une rigidité initiale plus importante et une résistance au cisaillement légèrement inférieure à celle de l'échantillon BC07 et égale à celle du premier palier de l'échantillon BC20. Le comportement est plus fragile ce qui se traduit par un pic du déviateur plus marqué et par le développement de plusieurs zones localisées (Photo IV-7). Le comportement volumique est à peine contractant : en effet les déformations volumiques mesurées restent quasi constantes et inférieures à 0,002. Ceci traduit le caractère non drainé de cet essai.

IV.4.2.2.3 Comportement de l'échantillon consolidé sous 5 MPa (essai BC09)

Pour des raisons techniques la force axiale n'a pu être enregistrée. Nous pouvons cependant observer sur la Figure IV-17-b le comportement volumique de cet échantillon et remarquer que celui-ci est très contractant. En fin d'essai l'échantillon ne présentait aucun signe de localisation de la déformation et avait une géométrie en tonneau (Photo IV-8). Ces deux observations indiquent un comportement plus ductile.



Essai BC09

Photo IV-8: Essais de cisaillement BC09 : $p'_0 = 5 \text{ MPa}$

IV.4.2.2.4 Essai d'extension BC18 ($p'_0 = 2 \text{ MPa}$)

Les résultats de cet essai sont présentés sur la Figure IV-17. Lors de l'essai il n'a pas été facile de contrôler la force axiale pour les raisons décrites au paragraphe III.4.2.5. Ceci peut expliquer la réponse brutale et très rigide de l'échantillon au début de l'essai. Le déviateur augmente ensuite faiblement jusqu'à la rupture ($q = 1 \text{ MPa}$, $\varepsilon^1 = 2,58\%$) après laquelle il chute rapidement pour atteindre une valeur résiduelle de 0,56 MPa. Il n'y a pas d'équivalent de cet essai en compression mais la résistance au cisaillement en extension obtenue pour

une contrainte effective isotrope initiale de 2 MPa est beaucoup plus faible que celle obtenue en compression pour $p'_0=2,3$ MPa. Ceci est normal car, alors que pendant un essai de compression, la contrainte moyenne augmente, celle-ci diminue au cours d'un essai d'extension. L'échantillon est dilatant jusqu'à la rupture. Après la rupture la déformation volumique se stabilise. Au démontage, un plan de cisaillement incliné à 30° par rapport à la direction de la contrainte majeure (contrainte radiale) était présent (Photo IV-9). Le déplacement le long de ce plan a été très important : un décalage entre la partie supérieure et inférieure de l'échantillon de plus d'un millimètre a été mesuré.



Photo IV-9: Echantillon BC18: essai d'extension sous $p'_0=2$ MPa

IV.4.2.3. Bilan des essais de cisaillement sur l'argile de Boom

L'ensemble des réponses des échantillons a été porté sur la Figure IV-18. Le Tableau IV-4 propose par ailleurs les valeurs caractéristiques du déviateur, de la déformation axiale et de la contrainte moyenne à la rupture pour chaque essai. Le module de Young tangent initial (E) et l'angle θ , mesuré par rapport à la direction de la contrainte principale majeure, des fissures sont également indiqués.

Essais	p'_0 (MPa)	q_{rupture} (MPa)	p'_{rupture} (MPa)	$\varepsilon^1_{\text{rupture}}$ (%)	E (MPa) (à l'origine)	θ°
BC08	0.4	0.69	0.63	4.5	75	30/35
BC11	0.4	0.72	0.64	2.35	125	30/35
BC19	0.4	0.48	0.56	4	56	-
BC18 (ext.)	2	1	2.33	2.58	660	30
BC07	2.3	2.4	3.1	3	230	-
BC12	2.3	2.2	3.12	2.6	680	40/45
BC20	2.3	2.2	3.03	2.2	230	
BC09	5	?	?	-	?	-
BC13 (c.s.)	-	2.5	-	2.81	210	45

Tableau IV-4: Données synthétiques des essais de cisaillement sur l'argile de Boom.

L'analyse de ces courbes montrent que l'argile de Boom est un matériau plutôt ductile dont le comportement *HM* dépend de la contrainte isotrope initiale. A faible contrainte isotrope, les radoucissements après pic du déviateur de contrainte sont peu marqués et la fissuration observée n'est pas intense. Pour des contraintes isotropes plus élevées, le radoucissement disparaît et la fissuration devient moins apparente voire inexistante. Cependant l'argile de Boom reste peu déformable : les déformations axiales à la rupture sont inférieures à 5% (Tableau IV-4). Enfin la rigidité des échantillons est d'autant plus importante que p'_0 est grande.

Le comportement mécanique de l'argile de Boom apparaît d'autant plus ductile et contractant que la contrainte effective initiale isotrope augmente ou que le taux de surconsolidation diminue (Figure IV-18). Ceci est un résultat attendu pour une roche argileuse. La représentation de ces essais dans le plan de Mohr nous permet d'estimer une cohésion effective et un angle de frottement : $\varphi' = 18^\circ$ et $c' = 130$ kPa. L'angle de frottement correspond à celui annoncé dans la littérature mais la cohésion est plus faible : d'après *Baldi et al., 1991*, c' est de l'ordre de 300 kPa. Comme l'argile de Boom est un matériau non cimenté, c'est l'histoire des contraintes qui lui confère cette faible cohésion.

L'orientation des zones localisées de rupture dépend également du niveau de contrainte : l'angle que fait une fissure avec la direction de compression est d'autant plus grand que p'_0 est grand (Tableau IV-4).

Ainsi, le comportement mécanique et les modes de rupture sont fortement dépendants du niveau de contrainte, mais aussi de la teneur en eau (de la durée de la consolidation isotrope) et de la vitesse de sollicitation. Plus la teneur en eau des échantillons est élevée, moins le matériau est raide et résistant. Ceci est surtout observé pour une contrainte moyenne faible.

Les grandes vitesses de sollicitation et donc le développement de surpressions interstitielles favorise la localisation de la déformation, le radoucissement et minimise la contractance.

Nos résultats ont été reportés dans le plan q - p'_0 et dans le plan q - p' et comparés avec d'autres résultats de la littérature. Nos résultats s'accordent très bien avec la tendance générale commentée au paragraphe III-1-2-3.

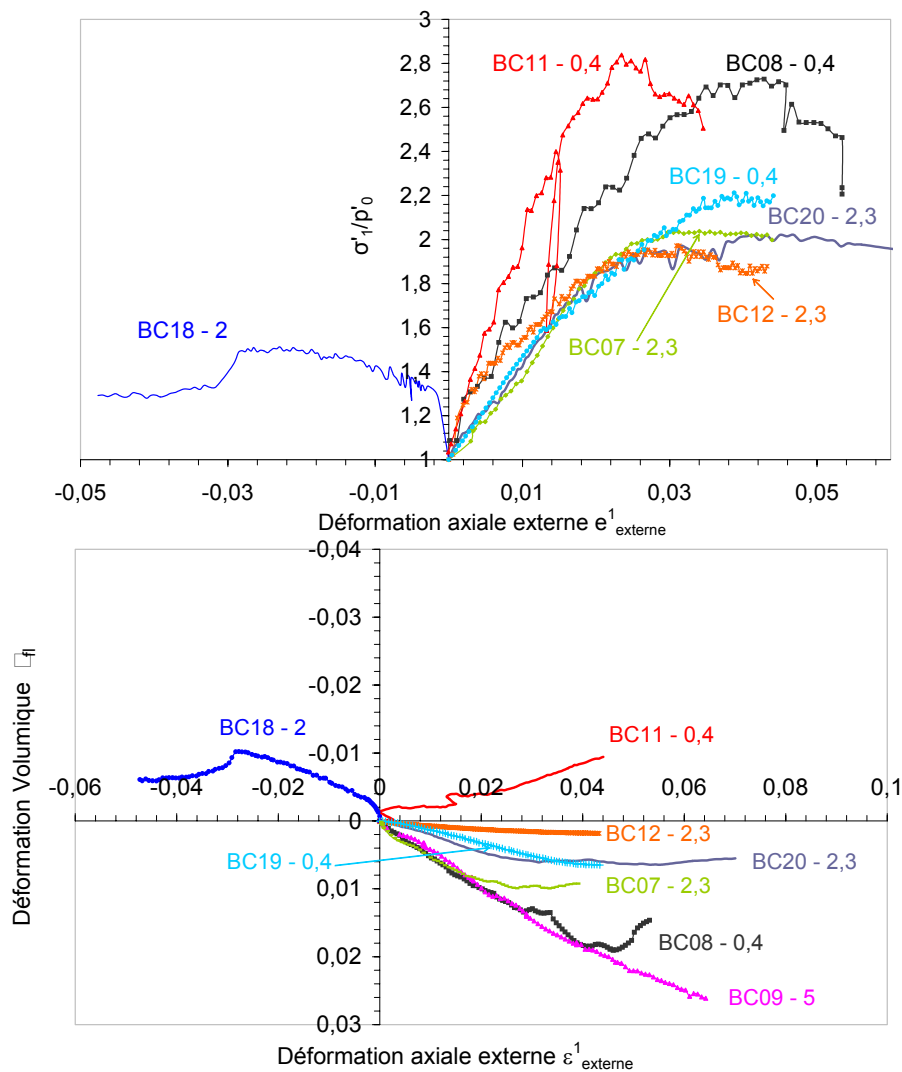


Figure IV-18: Ensemble des essais de cisaillement sur l'argile de Boom consolidés sous 0,4, 2, 2,3 et 5 MPa de contrainte isotrope effective. (a) σ'_1/p'_0 en fonction de la déformation axiale et (b) ϵ_v en fonction de la déformation axiale.

L'essai d'extension que nous avons réalisé est légèrement en dehors de la tendance dessinée par les essais de *Van Impe*, 1993. D'autres essais sont nécessaires pour valider ce résultat. Cependant, ces essais sont très difficiles à réaliser et la difficulté de reproductibilité peut engendrer une dispersion des résultats. Il est regrettable que la littérature soit incomplète en terme de protocoles et procédures expérimentaux à ce sujet. Pourtant compte tenu du bon accord des données, il semble que les techniques expérimentales n'influencent pas sensiblement le comportement *HM* de l'argile de Boom.

Enfin, afin de comparer les différents essais répertoriés de manière rigoureuse, une normalisation des données aurait été préférable pour s'affranchir de l'état initial (indice des vides et teneur en eau) qui varie d'un essai à l'autre.

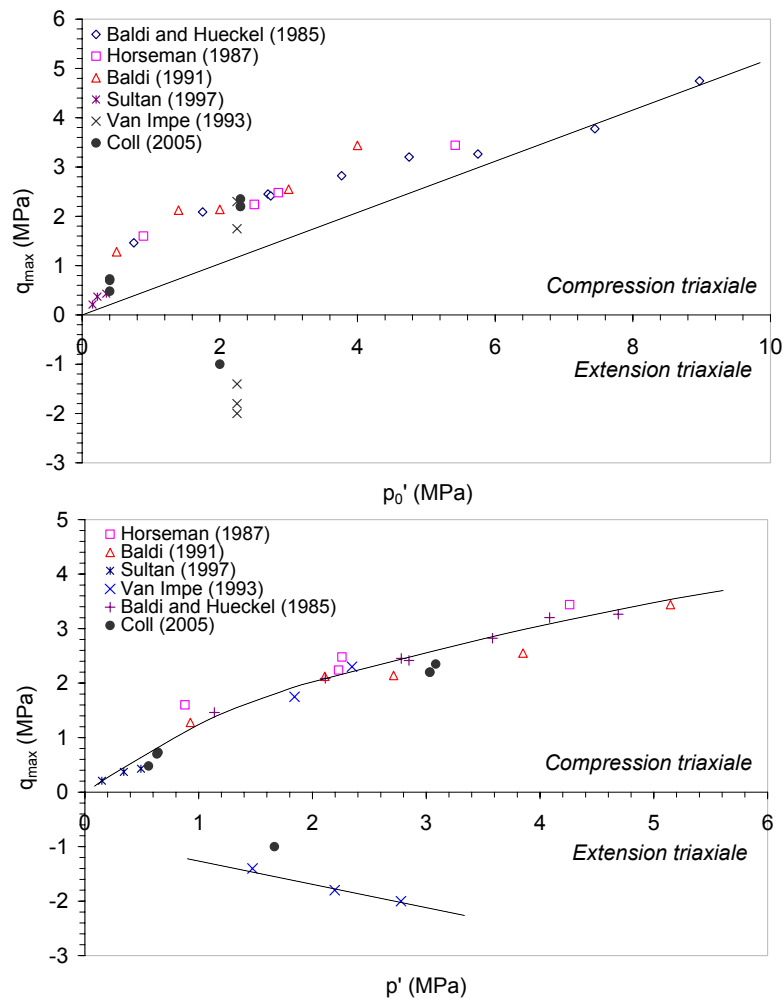


Figure IV-19: Représentation des essais de compression et d'extension sur l'argile de Boom dans les plans q_{max} - p'_0 et q_{max} - $p'_{rupture}$ et comparaison avec un certain nombre d'essais de la littérature.

IV.5. Détection expérimentale de la localisation de la déformation

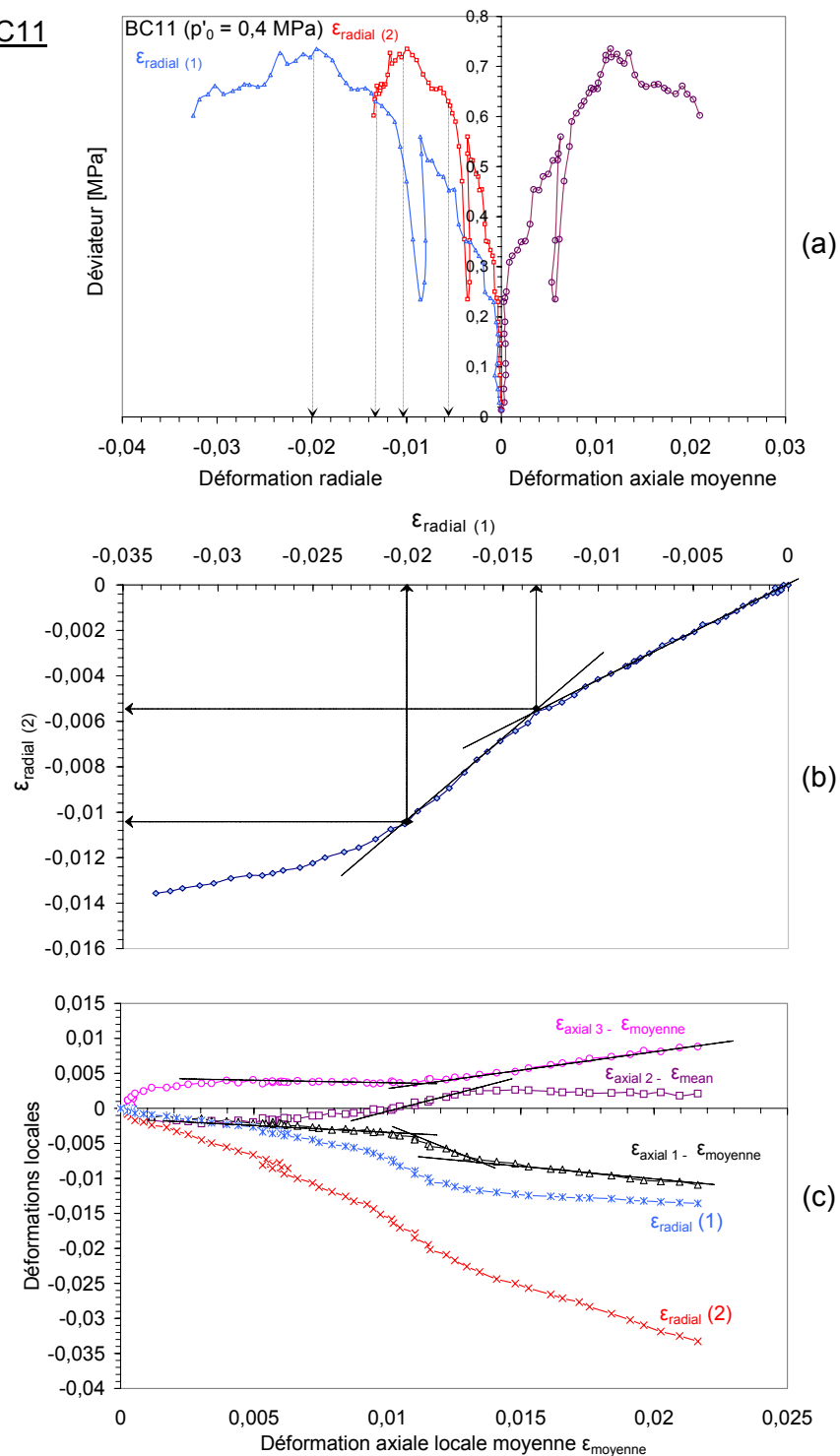
A partir des trois LVDTs axiaux fixés sur la membrane de l'échantillon, on observe l'homogénéité du champ de déformation axiale, en comparant les trois mesures entre elles. Plus particulièrement nous observons pour chacune des trois déformations axiales l'écart par rapport à la déformation moyenne. L'apparition de la localisation de la déformation se manifeste par la perte de linéarité de ces courbes. Cette procédure a été validée par Bésuelle et al., 2000. Nous rappelons que nous considérons ici les déformations axiales locales et que les amplitudes de ces déformations ne sont pas significatives du

comportement du matériau. A partir des quatre LVDTs radiaux, les déformations radiales sont mesurées selon deux diamètres orthogonaux ($\varepsilon_{\text{radial}}^1$ et $\varepsilon_{\text{radial}}^2$). Tant que la déformation est homogène la relation entre $\varepsilon_{\text{radial}}^1$ et $\varepsilon_{\text{radial}}^2$ est linéaire. Généralement, trois phases distinctes sont observées : une phase de mise en place, une phase pendant laquelle la déformation est homogène et dans certains cas une phase post-localisation.

IV.5.1. Cas d'une faible contrainte isotrope initiale ($p'_0=0,4$ MPa)

A faible confinement, une ou plusieurs zones localisées ont été observées sur les échantillons. La Figure IV-20-c et la Figure IV-21-c montrent dans le cas des essais BC11 et BC19 que les déformations axiales ne deviennent homogènes qu'après un certain temps correspondant à la phase de mise en place de l'échantillon. Cette phase représente entre 10 et 20% de la déformation au point de localisation ce qui n'est pas négligeable. Pour l'essai BC11, un premier point de perte de linéarité sur les mesures axiales est détecté nettement avant le pic du déviateur pour une déformation axiale moyenne de 0,01. Les déformations ne sont alors plus homogènes mais les courbes restent linéaires. Ce premier seuil est associé à un léger palier du déviateur. Une deuxième rupture de linéarité survient quelques déformations plus loin. Ceci peut indiquer la formation d'une seconde zone de localisation de la déformation. Et en effet l'échantillon BC11 présente deux fissures observables sur la Photo IV-6, l'une principale ayant subi un important cisaillement, l'autre secondaire plus fine et moins visible. Pour cet essai, les déformations radiales (Figure IV-20-b) confirment que la localisation des déformations survient avant le pic et qu'une deuxième discontinuité apparaît au niveau du pic (Figure IV-20-a).

L'essai BC19 (Figure IV-21-b et -c) ne présente qu'un seul point de localisation indiquant qu'il y a bien eu perte d'homogénéité de la déformation bien qu'aucune fissure n'est été observée sur cet échantillon. Ce point unique observé sur une gamme de déformation équivalente à celle de l'essai BC11 peut conforter l'hypothèse que le matériau ayant une teneur en eau en fin de consolidation beaucoup plus importante est plus ductile et donc moins disposé à une rupture par localisation de la déformation.

Essai BC11Figure IV-20: Détection de la localisation : exemple de l'essai BC11 ($p'_0 = 0.4 \text{ MPa}$).

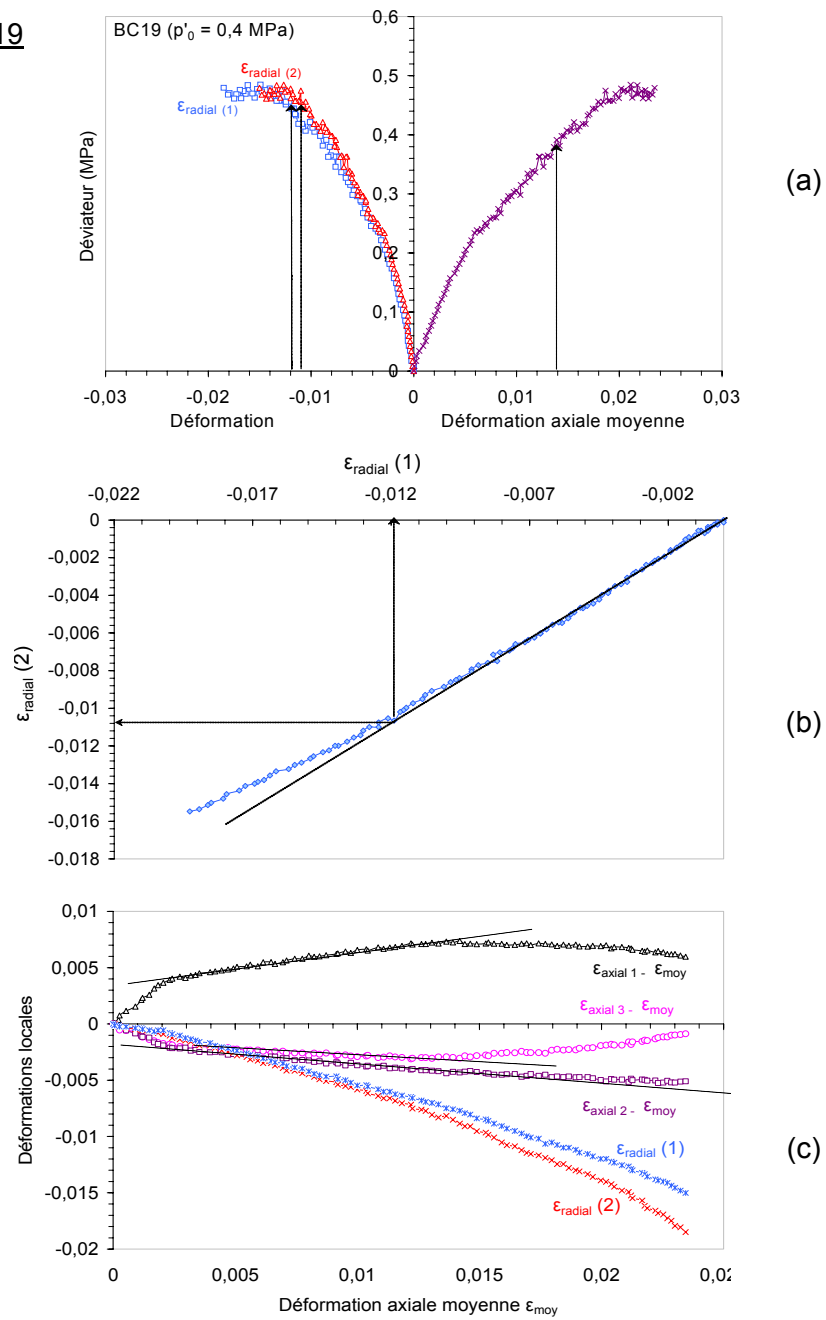
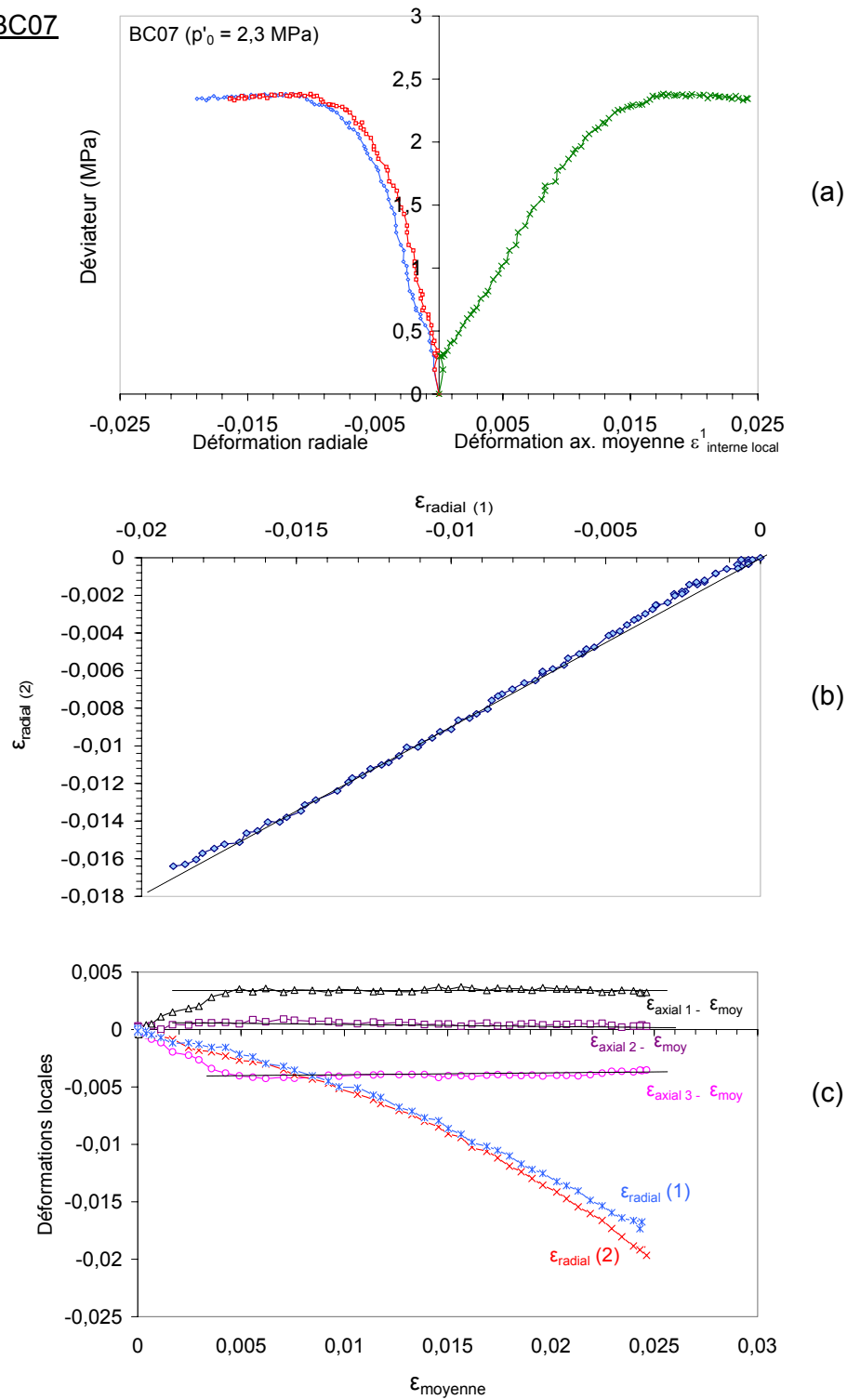
Essai BC19

Figure IV-21 : Détection de la localisation : exemple de l'essai BC19 ($p'_0 = 0.4$ MPa).

Essai BC07Figure IV-22: Détection de la localisation : exemple de l'essai BC07 ($p'_0 = 2.3 \text{ MPa}$).

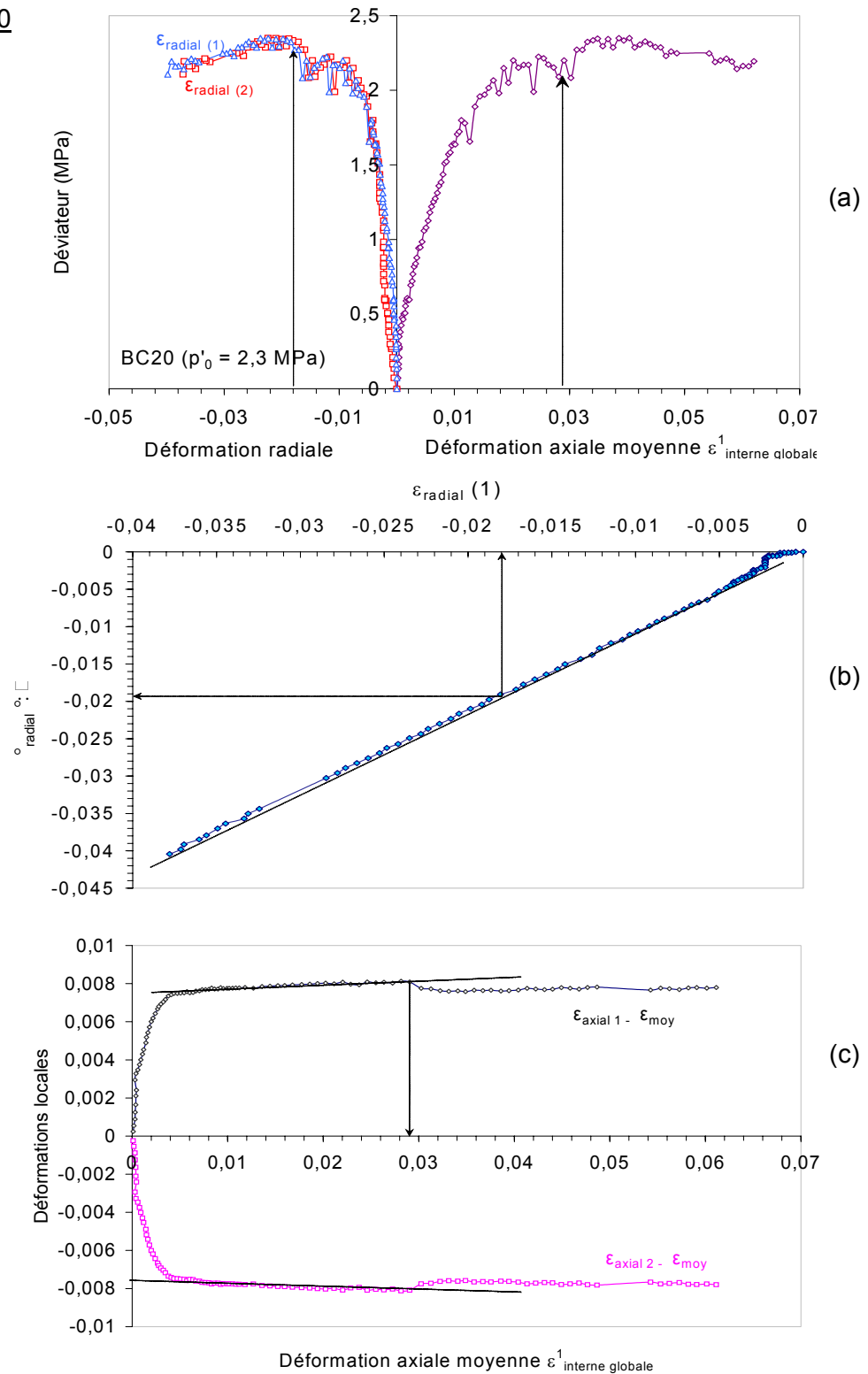
Essai BC20

Figure IV-23 : Détection de la localisation : exemple de l'essai BC20 ($p'_0 = 2.3 \text{ MPa}$).

IV.5.2. Cas des contraintes isotropes initiales moyennes et élevées

A la contrainte effective isotrope in situ ($p'_0 = 2,3$ MPa), deux cas sont observés (Figure IV-22 et Figure IV-23) correspondant aux essais BC07 et BC20. La phase de mise en place existe dans les deux essais et représente 20% de la déformation finale pour l'essai BC07 et environ 15% de la déformation au moment de la localisation (Figure IV-22-c et Figure IV-23-c).

L'essai BC07 (Figure IV-22) ne présente pas de point de rupture de linéarité indiquant la perte d'homogénéité des déformations. En revanche pour l'essai BC20 (Figure IV-23), ce point existe et il indique une première rupture de l'échantillon avant le pic du déviateur des contraintes. Ce point est d'ailleurs associé à un léger radoucissement du déviateur. Les mesures radiales indiquent une localisation plus tardive correspondant au pic. Il peut s'agir d'une seconde rupture, la première n'ayant pas été détectée. La perte de linéarité des déformations axiales n'est pas très marquée ce qui indique la formation de zones localisées peu développées.

L'essai BC12 est caractérisée par la formation de plusieurs fissures (Photo IV-7) et la réponses des LVDTs internes axiaux et radiaux est là aussi influencée par la perte d'homogénéité des déformations ([annexe 4-6](#)). Cependant la vitesse de sollicitation relativement élevée (25 $\mu\text{m}/\text{min}$) ne permet pas de détecter précisément le point de localisation qui dans ce cas apparaît au pic.

Dans le cas de l'essai BC09 (fort confinement, $p'_0 = 5$ MPa) les réponses indépendantes des LVDTs internes confirment l'absence de zones de localisation de la déformation ([annexe 4-6](#)).

La détection de la localisation de la déformation par le biais de mesures de déplacements locaux s'est avérée efficace. La multiplication des mesures (trois axiales et quatre radiales) a permis la détection précise de la formation de plusieurs fissures avant le pic. A grande vitesse de déformation, l'étude est cependant moins précise.

Nous n'avons pas étudié plus en avant la réponse des capteurs LVDT miniatures, néanmoins cette technique est également un bon moyen d'étudier de manière approfondie l'anisotropie des déformations et du comportement.

IV.6. Perméabilité de l'argile de Boom

IV.6.1. Les mesures par impulsion (« pulse test »)

IV.6.1.1. Analyses préliminaires

Compte tenue de la faible perméabilité de l'argile de Boom, l'application de la méthode transitoire dite « méthode de pulse » semblait une évidence pour mesurer ce paramètre.

L'emmagasinement est défini comme la quantité de fluide par unité de longueur à introduire dans un réservoir pour augmenter sa pression d'une unité et s'exprime en m^2 . L'emmagasinement d'un échantillon de roche est égal à l'emmagasinement spécifique S_s de la roche multiplié par le volume de l'échantillon : $S_{ech} = S_s \cdot V_{ech}$.

Des auteurs comme *Wang et Hart, 1993; Escoffier, 2002* démontrent l'importance du dimensionnement de l'emmagasinement des réservoirs inférieur et supérieur. En effet, pour une roche donnée, la sensibilité de la réponse en pression du système à une impulsion de pression par rapport à la perméabilité de la roche et à son emmagasinement spécifique est fonction de l'emmagasinement des réservoirs. Ainsi, d'après *Escoffier, 2002*, un emmagasinement des réservoirs supérieur et inférieur adapté à la perméabilité et à l'emmagasinement de l'échantillon apparaît comme essentiel pour obtenir une réponse en pression au niveau des deux réservoirs en un temps raisonnable et pour obtenir une bonne sensibilité du dispositif par rapport à la perméabilité de la roche et à son emmagasinement spécifique. Autrement dit, avant de débiter une mesure de perméabilité par pulse, il est nécessaire de déterminer une hauteur optimale pour l'échantillon (on suppose que le diamètre est imposé par le dispositif dans la cellule) et un volume optimal pour les réservoirs.

Hsieh et al., 1981 ont exprimé sous forme analytique la réponse en pression obtenue au niveau des réservoirs en fonction de trois variables adimensionnées :

- * $\alpha = (k \cdot t) / (h^2 \cdot S_s) = a \cdot t$ est fonction de la perméabilité k , de l'emmagasinement spécifique S_s de la roche, de la hauteur de l'échantillon et du temps.
- * $\beta = (S_s \cdot A \cdot h) / S_u$ exprime le rapport entre l'emmagasinement de l'échantillon et l'emmagasinement du réservoir supérieur.
- * $\gamma = S_d / S_u$ exprime le rapport entre l'emmagasinement du réservoir inférieur et celui du réservoir supérieur.

Au vu des différentes études, il apparaît que la meilleure sensibilité de la réponse est obtenue pour une valeur de β proche de 1 et compris entre 0,03 et 3, pour une valeur de γ égale à 1 et pour un temps adimensionnel exprimé par le produit $\alpha\beta$ compris entre 10^{-2} et 1 (*Hsieh et al., 1981; Wang et Hart, 1993; Escoffier, 2002*).

Notre dispositif expérimental permet la réalisation de pulses. Les générateurs de pression associés aux circuits hydrauliques et aux céramiques poreuses saturées en eau synthétique désaérée constituent les réservoirs supérieur et inférieur. Nous avons effectué des mesures de l'emmagasinement de ces réservoirs. Des valeurs entre $1 \cdot 10^{-9}$ et $1,7 \cdot 10^{-9} m^2$ ont été obtenues selon le volume initial de fluide contenu dans les réservoirs. La solution graphique de l'équation $\beta = (S_s \cdot A \cdot h) / S_u$ pour un échantillon de 40 mm de diamètre et de 40 mm de hauteur est donnée sur la Figure IV-24. Compte tenu de l'emmagasinement calculé de nos

réservoirs et de la connaissance à priori de l'emmagasinement spécifique de l'argile de Boom (Horseman *et al.*, 1987), le dispositif dont nous disposons nous permet de travailler dans une gamme allant de 1 à 10 pour β . Considérons $\beta=3$, alors la sensibilité maximale de la réponse sera obtenue pour un temps adimensionnel α compris entre 0,01/3 et 1/3 soit un temps de réponse du système compris entre 3 minutes et 6 heures pour un échantillon de dimensions 40*40 mm. Ainsi des mesures de perméabilité de l'argile de Boom par pulse ont été tentées sachant que les premiers résultats devaient nous permettre d'adapter les volumes des réservoirs pour réaliser des mesures de plus en plus précises par itération. Nous discutons ces résultats ci-après.

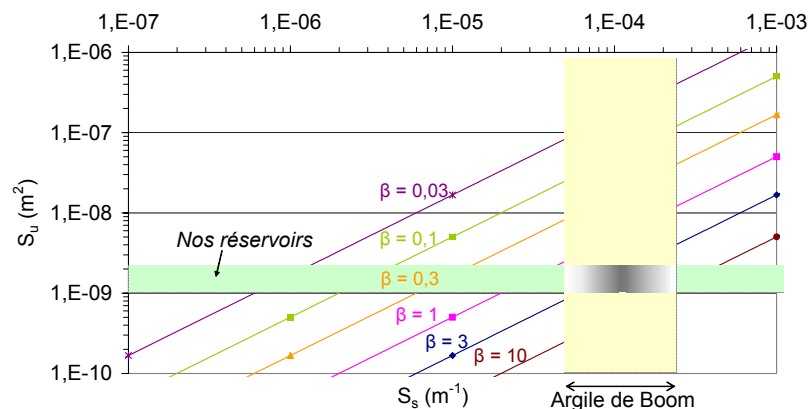


Figure IV-24: Relation entre l'emmagasinement du réservoir supérieur et l'emmagasinement spécifique de l'argile pour un échantillon de 40 mm diamètre et de 40 mm de hauteur et pour plusieurs valeurs du paramètre β .

IV.6.1.2. Mesure de perméabilité par pulse sur un disque d'argile de Boom (essai BC02)

IV.6.1.2.1 Procédure d'essai

Une fois l'enceinte thermique décrite dans le chapitre II mise en place, des mesures ont été réalisées sur un échantillon d'argile de Boom ayant un diamètre de 39.8 mm et une hauteur de 21 mm. La teneur en eau initiale de ce disque d'argile était de 23,9%. Des céramiques poreuses à haute entrée d'air d'un diamètre de 40 mm ont été utilisées. Quatre mesures par pulse ont été réalisées pour deux niveaux de contrainte effective différents : 7 MPa et 2 MPa. La procédure expérimentale a consisté dans un premier temps à reconsolider l'échantillon à $p'_0 = 7$ MPa, en augmentant la pression de confinement par palier à 12 MPa et la pression de pore en tête d'échantillon à 5 MPa. Trois mesures de perméabilité par pulse ont été alors effectuées. Dans un second temps, l'échantillon a été déchargé à $p'_0 = 2$ MPa ($u = 5$ MPa). Un quatrième pulse test a ensuite été réalisé. La pression de fluide en pied d'échantillon était

mesurée et nous avons estimé que la pression de pore dans l'échantillon était homogène lorsque la pression en pied rejoignait celle imposée en tête. Les différentes étapes sont indiquées sur la Figure IV-25. L'amplitude des pulses a été choisie à 0,5 MPa. Les réservoirs en tête et en pied d'échantillon avaient un volume identique égal à 118 cm^3 ce qui correspond à un emmagasinement de $1,15 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2$ pour les deux réservoirs.

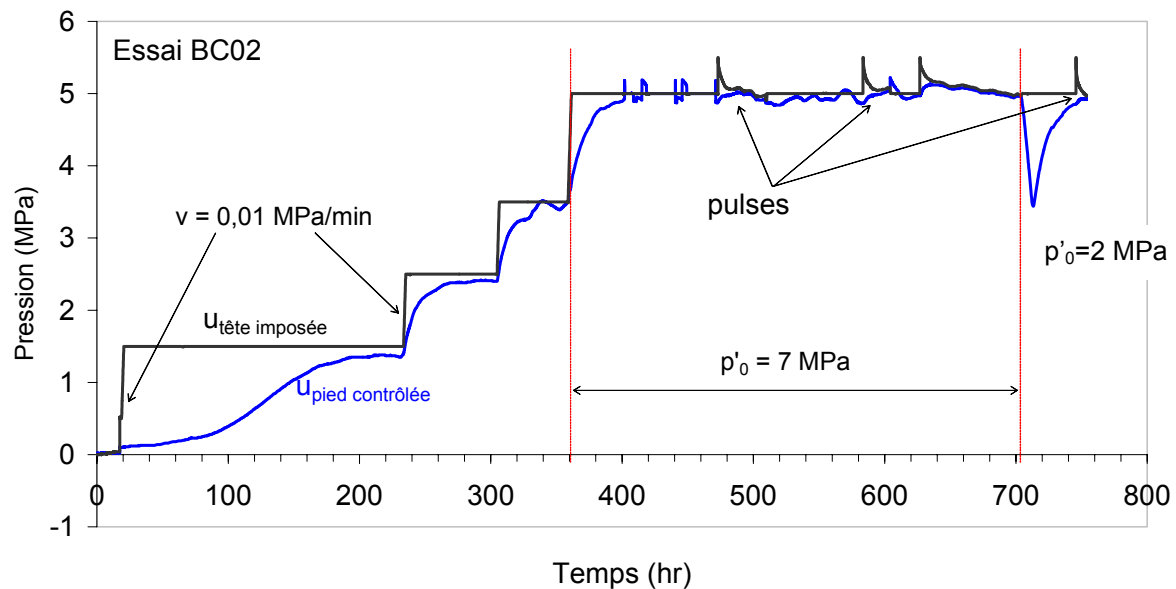


Figure IV-25 : Les différentes étapes de l'essai BC02 avec mesures de perméabilité par pulse. La hauteur de l'échantillon est 21 mm et le diamètre 40 mm.

IV.6.1.2.2 Analyse des résultats de l'essai

Dans la première étape de l'essai, on constate qu'il a fallu attendre plus de 200 heures soit près de 9 jours pour que la pression en pied d'échantillon se stabilise à la valeur imposée en tête. La teneur en eau initiale de l'échantillon (23,9%) correspond à un état quasi saturé. Cela suggère donc que les circuits de drainage contenaient probablement de l'air non dissout en début d'essai. Par la suite, les étapes successives d'augmentation de la pression pour atteindre la contrainte effective fixée (7 MPa) montrent que la réponse de la pression de fluide en pied d'échantillon est immédiate et que le temps d'homogénéisation de la pression de pore est plus rapide (moins de 20 heures dans le dernier palier). Les essais qui ont suivi ont fait l'objet d'un protocole préparatoire spécifique (décrit précédemment) pour mieux saturer les circuits de fluide.

Malgré l'enceinte thermique et la régulation de température limitant l'amplitude des variations à $0,05^\circ\text{C}$ (tout au moins au niveau des sondes de régulation), des fluctuations de la pression de fluide en pied d'échantillon sont observées, notamment entre les pulses. Il est à noter que

pour ces essais les flexibles permettant la communication du fluide entre les enceintes thermiques (celle de la cellule et celle des générateurs de pression de pore) n'étaient pas encore placé dans des gaines isolantes.

Le déconfinement ($t=700$ hr) pour réduire la contrainte effective à 5 MPa a induit une chute de la pression de fluide en tête d'échantillon de l'ordre de 1,5 MPa malgré le drainage en tête. La vitesse de déconfinement (0,01 MPa/min) a été choisie trop grande.

La détermination de la perméabilité et de l'emménagement de l'échantillon a été faite à partir des pulses réalisés. Nous avons cherché les paramètres α et β optimum permettant de caler au mieux nos résultats expérimentaux sur les réponses analytiques proposées par *Hsieh et al., 1981*. Un algorithme de minimisation par itération a été programmé à cet effet sous *Matlab* afin d'augmenter la précision des résultats. La mesure dans laquelle nous avons le plus confiance est présentée à la Figure IV-26. Notons que la variation de hauteur de l'échantillon due à la compression a été négligée.

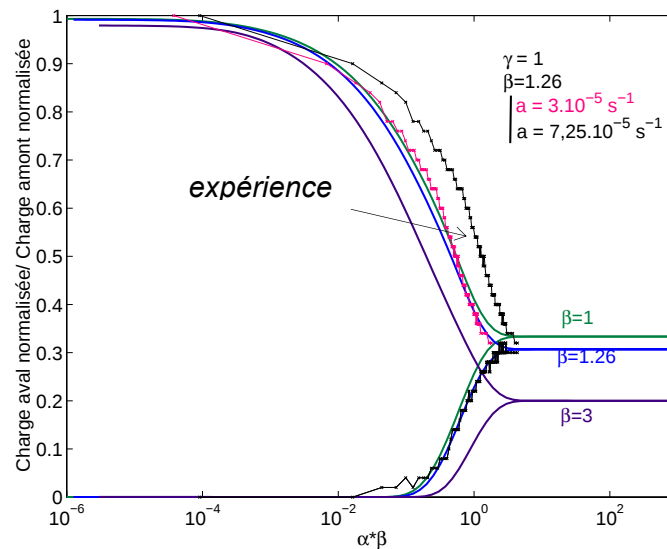


Figure IV-26 : Mesure de la perméabilité de l'argile de Boom par une méthode de pulse pour une contrainte effective de 7 MPa : représentation de la réponse expérimentale et de la réponse théorique. L'échantillon a un diamètre de 39 mm et une hauteur de 20 mm. L'emménagement des réservoirs est $1,15 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2$.

La durée de la mesure est de l'ordre de 10 heures. Le calage des paramètres n'est pas facile. Il s'agit de retrouver la forme de la réponse en pression et le niveau d'équilibre en fin de mesure. La Figure IV-26 représente la réponse expérimentale ainsi que plusieurs réponses théoriques paramétrées par β . En abscisse nous avons choisi de représenter le produit ($\alpha \cdot \beta$) ou ($a \cdot t \cdot \beta$) afin que les courbes paramétrées se distinguent mieux les unes des autres. L'algorithme de minimisation nous a conduit à la solution correspondante aux valeurs $\beta=1,26$ et $a=7,25 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ à l'aval (Figure IV-26) et à une solution différente à l'amont (côté impulsion) correspondant aux valeurs $\beta=1$ et $a=3,9 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$. La solution $\beta=1,26$ permet de

retrouver une position d'équilibre de la pression dans les réservoirs correcte. Pour $\beta = 1.26$, nous avons estimé par essai-erreur que la valeur $a = 3,10^{-5} \text{ s}^{-1}$ permettait de représenter la réponse dans le réservoir amont (Figure IV-26). Ainsi pour une même valeur de β l'imprécision sur le paramètre a conduit à une précision de seulement 40% sur la valeur de la perméabilité. Celle-ci est comprise entre $7,27 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ et $1,6 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ ce qui correspond à une perméabilité moyenne de $1,13 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ ($\pm 40\%$). Compte tenu du niveau de contrainte ($p'_0 = 7 \text{ MPa}$) la valeur limite inférieure semble la plus cohérente. L'emmagasinement spécifique de l'échantillon, qui ne dépend que de β , a une valeur de $6 \cdot 10^{-5} \text{ m}^{-1}$.

$\beta = 1,26$	$a = 7,25 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$	$a = 3,10^{-5} \text{ s}^{-1}$
$S_s (\text{m}^{-1})$	$6 \cdot 10^{-5}$	$6 \cdot 10^{-5}$
$K (\text{m/s})$	$1,75 \cdot 10^{-12}$	$7,27 \cdot 10^{-13}$
$k (\text{m}^2)$	$1,6 \cdot 10^{-19}$	$6,6 \cdot 10^{-20}$

Tableau IV-5 : Gamme de perméabilité obtenue à partir du pulse n°3 de l'essai BC02 ($p'_0 = 7 \text{ MPa}$) et pour une valeur de $\beta = 1,26$.

En dépit des difficultés de calage des paramètres et malgré l'imprécision trouvée, nous avons tenté d'exploiter les différentes mesures par pulse réalisées pendant l'essai BC02. Les résultats sont décrits dans les points suivants (Tableau IV-6) :

- ✗ l'ordre de grandeur de la perméabilité de l'argile de Boom est en bon accord avec celui proposé dans la littérature, et est cohérent avec celui déterminé par la suite au moyen d'une méthode stationnaire (Figure IV-31). *Horseman et al., 1987* déterminent, à partir du module élastique et du module de compressibilité de l'argile de Boom une valeur de l'emmagasinement spécifique de $1,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$ pour un état de contrainte in situ ($p'_0 = 2,3 \text{ MPa}$). Pour une contrainte effective de 2 MPa nous mesurons $S_s = 3,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$, l'ordre de grandeur est donc respecté.
- ✗ Les pulses 1 et 3 sont identiques mais les résultats diffèrent sensiblement notamment la valeur de l'emmagasinement.
- ✗ Quand la contrainte effective diminue, la perméabilité et l'emmagasinement spécifique augmentent comme l'on pouvait s'y attendre. La perméabilité mesurée après la décharge à $p'_0 = 2 \text{ MPa}$ est très certainement inférieure à celle que l'on aurait pu mesurer après une charge isotrope au même niveau de contrainte du fait des déformations volumiques plastiques générées pendant la première charge isotrope à un niveau de contrainte beaucoup plus élevé.

Pulse n°	1	3	4
p'_0 (MPa)	7	7	2
u (MPa)	5	5	5
Δu (MPa)	0.5	0.5	0.5
S_u (m ²)	$1 \cdot 10^{-9}$	$1,15 \cdot 10^{-9}$	$1,15 \cdot 10^{-9}$
γ	1	1	1
β	3.54	1.26	6.94
a	$2,83 \cdot 10^{-5}$	$7,25 \cdot 10^{-5}$	$3,7 \cdot 10^{-5}$
S_s (m ⁻¹)	$1,7 \cdot 10^{-4}$	$6 \cdot 10^{-5}$	$3,4 \cdot 10^{-4}$
K (m/s)	$1,7 \cdot 10^{-12}$	$1,76 \cdot 10^{-12}$	$4,9 \cdot 10^{-12}$
k (m ²)	$1,5 \cdot 10^{-19}$	$1,6 \cdot 10^{-19}$	$4,5 \cdot 10^{-19}$

Tableau IV-6 : Résultats des mesures de perméabilité par pulse au cours de l'essai BC02. L'échantillon a une hauteur de 2 cm et un diamètre de 40 cm.

IV.6.1.2.3 Les difficultés rencontrées et inconvénients de la méthode

L'ensemble des mesures a été perturbé par la présence de microfuites dans le système. Ces microfuites modifient la diffusion de l'impulsion dans l'échantillon et notamment ne permettent pas de retrouver un équilibre de pression entre l'échantillon et les deux réservoirs. Les pressions de fluide amont et aval qui convergent lentement, finissent par chuter conjointement et la fin du pulse devient inexploitable. Cet effet est par ailleurs amplifié par le gonflement spontané des échantillons.

Le traitement des données n'est pas aisé. Comme nous l'avons vu la solution n'est pas unique et peut être différente entre amont et aval. D'autre part, lorsque la réponse expérimentale est peu précise (pas d'équilibre final par exemple), l'algorithme de minimisation ne converge pas toujours vers une solution. L'imprécision expérimentale est due aux microfuites mais aussi à l'emménagement des réservoirs dont la mesure est préalable au pulse. L'emménagement des réservoirs dépend de la quantité d'air présente dans les circuits, sous forme de bulles ou sous forme dissoute, au moment de sa mesure et peut donc varier d'un essai de pulse à l'autre.

Par ailleurs, une autre problème non négligeable a été rencontré : les vannes à pointeau utilisées sur le circuit et permettant d'isoler l'échantillon des réservoirs engendrent à l'ouverture des variations de volume pouvant modifier la pression d'une valeur plus grande que celle de l'impulsion pour la mesure de perméabilité. Pour minimiser le problème, nous avons choisi d'utiliser deux vannes montées en série pour compenser les variations de volume : à l'ouverture de la première, la seconde est fermée d'autant (en ouvrant l'une alors que l'on fermait complètement l'autre).

Pour le dimensionnement des réservoirs utilisés (118 cm³), la réponse de l'échantillon à l'impulsion est dans une gamme de sensibilité acceptable ($1 < \beta < 7$ et $\gamma = 1$). Pour conserver une bonne sensibilité de la réponse, avec des échantillons plus grands (40*40 mm), il est

nécessaire d'augmenter l'emménagement des réservoirs. Pour cela il faut soit augmenter le volume des réservoirs, soit augmenter la compressibilité du fluide. La capacité maximale des réservoirs étant de 120 cm^3 , il est impossible d'en augmenter le volume simplement. Augmenter directement la compressibilité du fluide de manière archaïque en ajoutant de l'air n'est pas favorable à la réalisation d'essais mécaniques. Une solution simple serait d'utiliser des réservoirs à membrane étanche permettant la coexistence de l'eau et de l'air sans que les deux se mélangent.

Des mesures par pulse ont été réalisées néanmoins sur des échantillons plus grands mais les résultats n'ont pas pu être exploités avec suffisamment de précision. En conséquence, nous avons choisi par la suite de mesurer la perméabilité à partir d'un écoulement sous gradient, en régime permanent, selon la procédure décrite au paragraphe III-4-2-1 de ce chapitre.

IV.6.2. Les mesures de débit en régime permanent

En général, plusieurs mesures de perméabilité ont été réalisées pendant la phase de consolidation et puis une deux ont été réalisées après la rupture de l'échantillon. La procédure améliorée a été élaborée au fur et à mesure de l'obtention des résultats. Ainsi, concernant les premiers essais, les mesures ont abouti à des résultats qui semblent corrects mais discutables. On peut identifier trois principales sources d'erreurs. Tout d'abord, la durée de la mesure qui est parfois trop courte (inférieure à 10 heures) pour pouvoir affirmer que le régime permanent est totalement établi. Nous avons vérifié par la suite au moyen d'un calcul numérique que le temps pour atteindre le régime permanent est d'au moins 35 heures pour une perméabilité de $1,32 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ et un gradient de 0,2 MPa. D'autre part, pour les premiers essais (BC05 à BC08) une méthode classique de simple gradient est utilisée nous obligeant à considérer un débit moyen entre le débit entrant et le débit sortant de l'échantillon sans considérer les flux d'eau dus aux mécanismes de consolidation/gonflement ou de contractance/dilatance. Enfin, à faible contrainte isotrope les gradients sont très faibles et donc difficilement contrôlables.

Les Tableau IV-7 et I-8 présentent quelques caractéristiques des mesures de perméabilité réalisées pendant la phase de consolidation et pendant la phase de cisaillement des échantillons. Les mesures pendant la phase de cisaillement ont été moins nombreuses. Pour les essais BC09 et BC11, les mesures ont été réalisées pendant le chargement axial des échantillons alors que pour les autres essais, elles ont été effectuées uniquement en fin d'essai après la rupture. Nous avons souhaité indiquer par ailleurs la confiance que nous accordons à nos résultats en les qualifiant de très fiable à peu fiable. Ce critère indicatif est basé sur l'analyse de l'ensemble des résultats ainsi que sur notre expérience. Les essais

pour lesquels les résultats sont peu satisfaisants sont les essais BC09 et BC15 aux fortes contraintes de consolidation. Les résultats de l'essai BC09 sont apparus fortement influencés par un bruit électronique produit par une presse active à proximité. Dans le cas de l'essai BC15, la durée de la mesure (5 heures par phase) est à notre avis trop courte pour les niveaux de contraintes 16 et 32 MPa, sachant qu'à $p'_0 = 2,3$ MPa une durée d'au moins 16 heures semble appropriée pour atteindre 99% du régime permanent ([annexe 3-4](#)). Aussi les valeurs à forte contrainte sont à prendre avec précaution. Les valeurs mesurées à la décharge sont également sujettes à caution. La décompression induit une augmentation de l'indice des vides mais la perméabilité mesurée décroît légèrement ce qui met en doute la qualité des mesures effectuées à ces niveaux de contraintes élevés.

Essai	p'_0 (MPa)	Méthode	ΔP (MPa)	Durée de la mesure	Fiabilité
BC05	2.3	G.S.	0.5	12 hr	Fiable
BC06	2.3	G.S.	0.4	5 hr	Peu fiable
BC07	2.3	G.S.	0.3 – 0.35	15 – 20 hr	Fiable
BC08	0.4	G.S.	0.1	50 hr	Fiable
	1.5				
	2				
BC09	3	G.S.	0.4	35hr	Peu fiable
	5	D.B.	0.5	10hr/phase	Peu fiable
BC11	0.4	D.B.	0.05	10hr/phase	Fiable
BC12	2.3	D.B.	0.3	50hr/phase	Fiable
	1	D.B.	0.1	5hr/phase	Fiable
	2	D.B.	0.2	5hr/phase	Fiable
	4	D.B.	0.4	5hr/phase	Fiable
	8	D.B.	0.8	5hr/phase	Fiable
BC15	16	D.B.	1.6	5hr/phase	Peu fiable
	32	D.B.	3.2	5hr/phase	Très peu fiable
	16	D.B.	1.6	5hr/phase	Très peu fiable
BC17	2	D.B.	0.3	50hr/phase	Très Fiable
BC18	2	D.B.	0.2	33hr/phase	Très Fiable
BC19	0.4				
BC20	2.3	D.B.	0.3	50hr/phase	Très Fiable

Tableau IV-7: Caractéristiques des mesures de perméabilité pendant la phase de consolidation des échantillons d'argile de Boom G.S. : gradient simple, D.G. : double gradient).

Nous ne pouvons présenter en détail la totalité des résultats aussi nous nous en tiendrons à quelques résultats caractéristiques.

Essai	p'_0 (MPa)	Nbre de mesures	Méthode	ΔP (MPa)	Durée de la mesure	Fiabilité
BC07	2.3	1 (en fin d'essai)	G.S.	0.4	15 hr	Fiable
BC08	0.4	1 (en fin d'essai)	G.S.	0.1	60hr	Résultat inexplicable
BC09	5	19 (pendant la charge)	D.G.	0.5	6hr/phase	Fiable
BC11	0.4	10 (pendant la charge)	D.G.	0.04	6hr/phase	Fiable
BC18	2	1 (en fin d'essai)	D.G.	0.2	50 hr/phase	Fiable
BC20	2.3	2 (en fin d'essai)	D.G.	0.2	25 hr/phase	Fiable

Tableau IV-8: Caractéristiques des mesures de perméabilité pendant la phase de cisaillement (G.S. : gradient simple, D.G. : double gradient).

IV.6.2.1. Mesures classiques (simple gradient) : cas de l'essai BC08

A la fin de la phase de consolidation, un gradient de pression de 0,1 MPa a été appliqué pendant 50 heures. Les variations de volume enregistrées sont présentées sur la Figure IV-27 ainsi que l'évolution de la température à l'intérieur de la cellule au cours de la mesure.

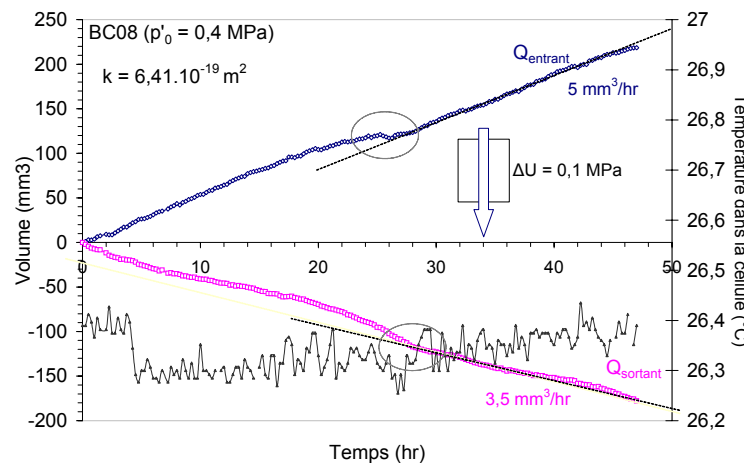


Figure IV-27: Exemple de résultats de la mesure de perméabilité pour l'essai BC08 consolidé sous 0,4 MPa de contrainte effective.

La gradient de pression interstitielle est très élevé : 25% de la contrainte effective isotrope au lieu de 10%, valeur limite que nous avons fixée. Les débits entrant et sortant mesurés sont quasi constants et différent de 1,5 mm³/hr. Les pertes de linéarité que l'on observe à environ 25 heures du début de la mesure ne sont pas expliquées. Elles sont peut-être la conséquence des légères fluctuations de la température que l'on observe malgré la

régulation thermique : la température augmente de $0,2^{\circ}\text{C}$ entre le début et la fin de la mesure. Pour le débit moyen considéré, une perméabilité de $6,4 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ a été déterminée.

IV.6.2.2. Mesures avec double phase : cas de l'essai BC11

Au cours de la phase de consolidation de cet essai, 11 mesures de perméabilité ont été effectuées avec la méthode du double gradient. Pour ces mesures, le temps d'une phase est de 10 heures et le gradient appliqué a une valeur de $0,05 \text{ MPa}$. Les résultats d'une mesure parmi les onze sont présentées sur la Figure I 28. Les volumes entrant et sortant ont été représentés pour chacune des phases de la mesure ainsi que le volume V_c correspondant au gonflement de l'échantillon et le volume V_p percolé dans l'échantillon. Pour cet essai, une fuite dans les circuits était présente. Le volume de fuite amplifie le volume entrant dans la phase n°1 et minimise le volume sortant dans la phase n°2. Le gonflement de l'échantillon paraît plus important qu'il ne l'est en réalité et V_c est surestimé. En revanche le calcul de V_p permet d'éliminer le débit de fuite ce qui est un gros avantage de la méthode. La Figure IV-29 représente l'ensemble des valeurs de perméabilité obtenues pendant cet essai. Ainsi la perméabilité de l'échantillon varie de $3,5 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ à $2,2 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ pendant la phase de consolidation, phase pendant laquelle l'échantillon gonfle continûment.

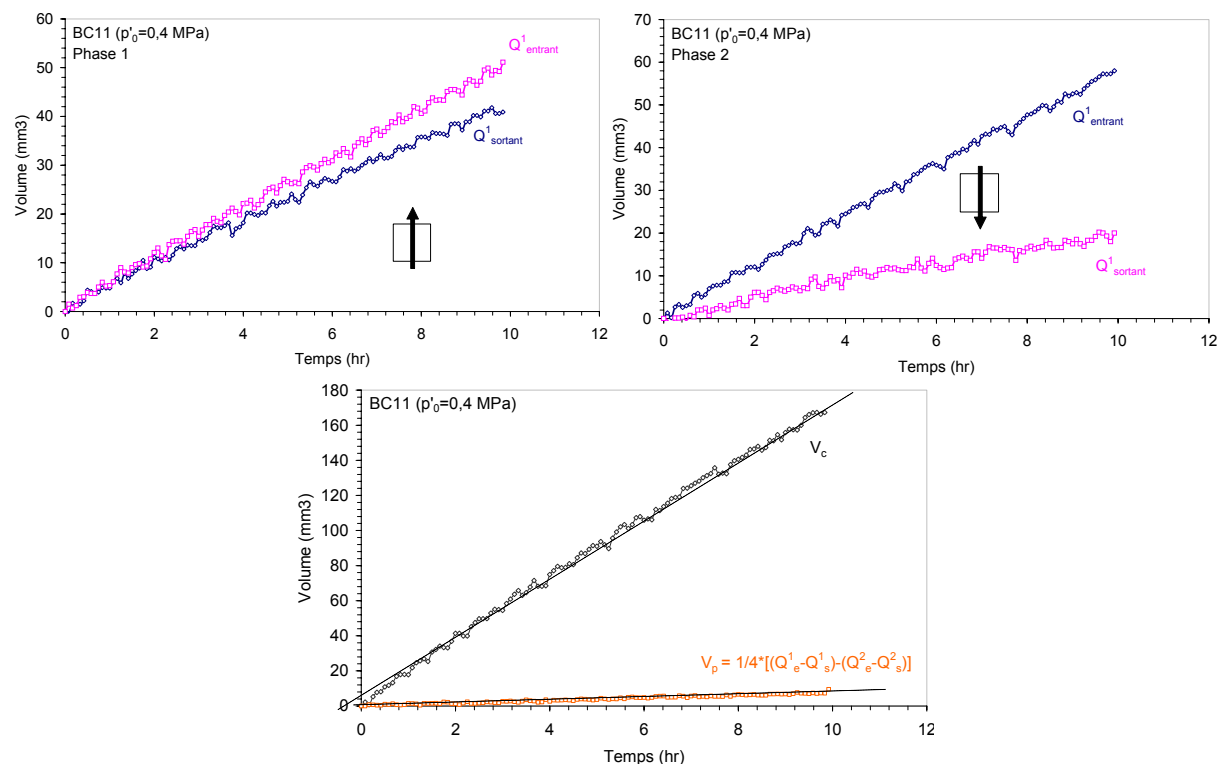


Figure IV-28: Mesure de la perméabilité de l'échantillon BC11 pendant la phase de consolidation isotrope sous $0,4 \text{ MPa}$ de contrainte effective.

La perméabilité semble peu affectée par l'augmentation de volume de l'échantillon sauf dans la gamme des déformations volumiques comprises entre 3 et 5,5% où elle décroît de $3,5$ à $2,5 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$. Dans cette gamme la vitesse de gonflement est plus grande (Figure IV-12-a). Une diminution de la perméabilité alors que le volume poreux a priori augmente n'est pas logique. Mais dans le cas d'un gonflement physico-chimique, la quantité d'eau libre n'augmente pas nécessairement. L'eau adsorbée ne participe pas à l'écoulement mais en augmentant les distances microscopiques interparticulaires, en bout de chaîne, la quantité d'eau libre doit augmenter cependant un peu. Par ailleurs, si les mécanismes physico-chimiques masquent un mécanisme de consolidation auquel ils se superposent ou un mécanisme de fermeture des fissures, la réduction de la perméabilité est possible. Dans la zone de stabilisation de la perméabilité, les valeurs sont distribuées autour d'une moyenne égale à $2,5 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$.

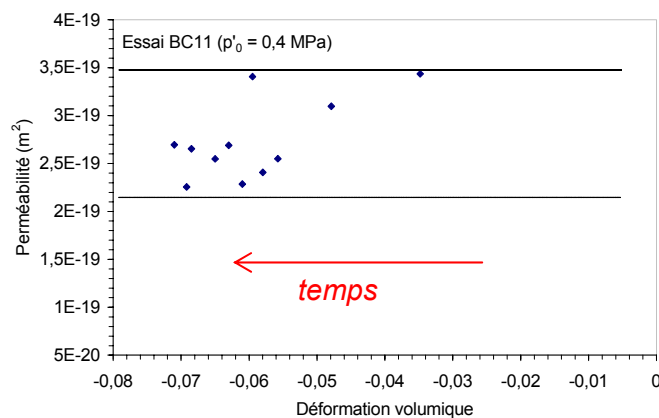


Figure IV-29: Ensemble de valeurs de la perméabilité de l'échantillon BC11 pendant la consolidation.

IV.6.2.3. Cas de l'essai BC20

Deux mesures de perméabilité ont été réalisées pendant la consolidation de l'échantillon BC20 dans de très bonnes conditions expérimentales : une durée de mesure très longue (supérieure à la durée estimée pour atteindre le régime permanent), un gradient suffisamment élevé pour être contrôlé convenablement mais sans trop perturber la contrainte effective ($0,3 \text{ MPa}$), l'absence de fuites. Les résultats sont présentés sur la Figure IV-30. Les débits entrant et sortant sont rapidement constants. Leur valeur est très peu modifiée entre les deux phases. En revanche, la valeur du débit entrant est beaucoup plus importante que celle du débit sortant. Cela correspond au fait que l'échantillon est en train de gonfler : là encore, le débit entrant est amplifié d'un certain débit de gonflement (V_c , Figure IV-30-c). On

remarque par ailleurs que le volume percolé est linéaire à partir de 10 heures. La durée de notre mesure aurait pu être limitée à 20 heures. Cette observation laisse à penser que, pour les échantillons testés sous un plus faible niveau de contrainte, une durée plus courte de la mesure peut-être acceptable car ces échantillons ont une plus grande porosité. Dans ces conditions une perméabilité moyenne de $1,15 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ a été déterminée.

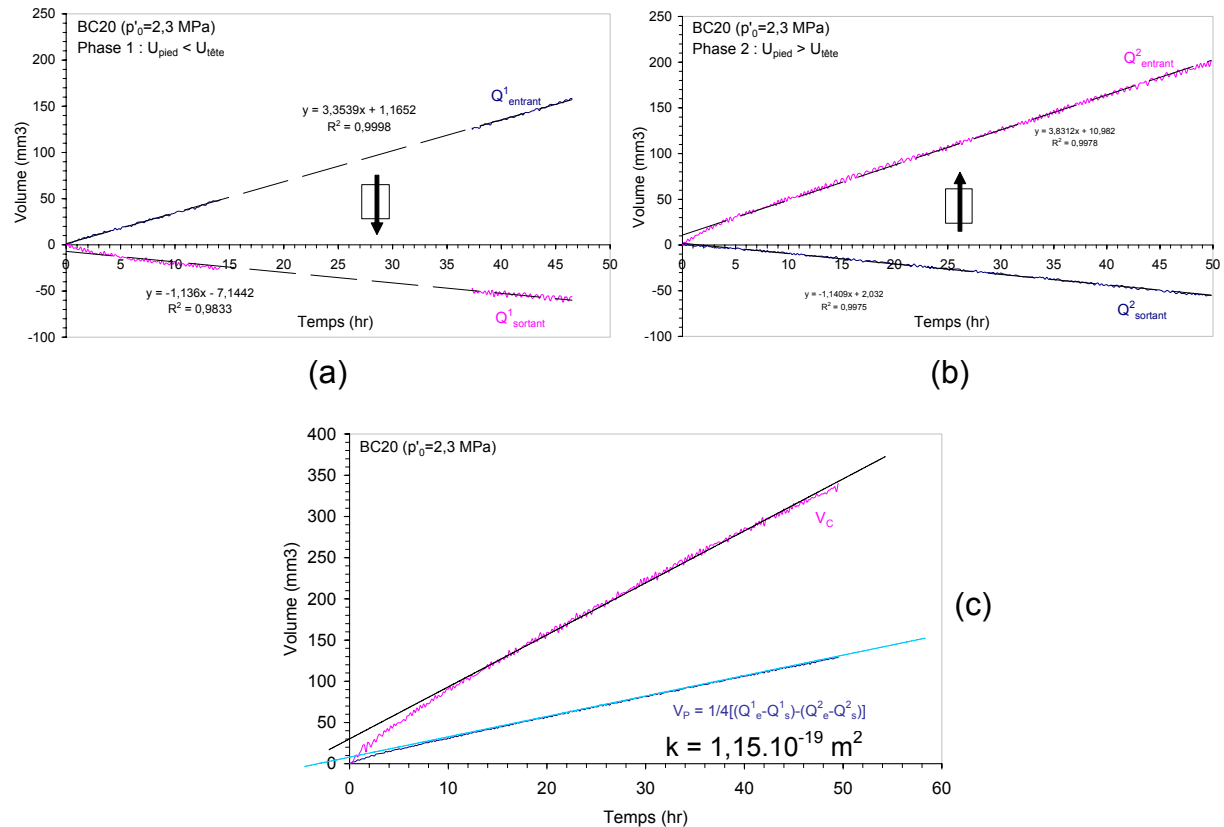


Figure IV-30: Résultats de mesures de perméabilité pour l'essai BC20 consolidé sous 2,3 MPa de contrainte effective isotrope.

IV.6.2.4. Influence de la contrainte isotrope

Toutes les mesures ont été reportées en fonction de la contrainte effective isotrope (Figure IV-31). On constate une diminution de la perméabilité avec p'_0 . La perméabilité varie de $6,3 \cdot 10^{-19}$ à $1,2 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ quand p'_0 augmente de 0,4 à 32 MPa. La variation de perméabilité est inférieure à deux ordres de grandeur seulement sur la large gamme de contrainte isotrope étudiée. Nous pouvons considérer en première approximation une variation linéaire de k en fonction de p'_0 , au moins pour des valeurs inférieures à 10 MPa.

A très basse contrainte ($p'_0 = 0,4$ MPa), la valeur de la perméabilité varie considérablement en fonction de l'essai (BC08 et BC11) comparée à la dispersion des valeurs obtenues pour des mesures réalisées à la contrainte in situ ($p'_0 = 2,3$ MPa). Les gradients de pression appliqués dans ce cas sont parfois difficile à contrôler car ils sont très faibles. Les débits mesurés sont de l'ordre de $1 \text{ mm}^3/\text{heure}$.

Pour un niveau de contrainte in situ ($p'_0 = 2$ à $2,3$ MPa), la perméabilité varie entre $1,05 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ et $2,8 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$. La dispersion observée est relativement faible.

L'essai de consolidation isotrope BC15 permet une exploration du comportement volumique de l'argile de Boom sous forte contrainte isotrope. Les mesures de perméabilité montrent que sur la gamme de contrainte étudiée ($1 - 32$ MPa) la perméabilité ne varie pas linéairement en fonction de l'indice des vides (Figure IV-32). La courbe de variation de la perméabilité en fonction de l'indice des vides présente deux portions linéaires. Le changement de pente a lieu pour un indice des vides de l'ordre de $0,58$ et marque la limite entre les domaines surconsolidé et normalement consolidé. Cela suggère que le mode de variation de la porosité à l'échelle de la microstructure ou que la nature des pores concernés ne doivent pas être les mêmes entre ces deux domaines. *Delage et Lefebvre, 1984* proposent une évolution de la porosité d'argiles marines en fonction de la contrainte effective verticale (essai oedométrique) en deux étapes. Dans un premier temps, la compression induit une réduction de la taille des *pores interagrégats*. Puis, les agrégats deviennent de moins en moins identifiables et dans un second temps, au delà de 25% de déformation axiale, la porosité *intra-agrégat* commence à se réduire. Ainsi, les pores interagrégats gouvernent les écoulements tant que le niveau de contrainte n'est pas suffisamment élevé pour que ce type de pores disparaissent. Les pores intra-agrégat peuvent alors influencer les écoulements et donc la perméabilité aux grandes déformations.

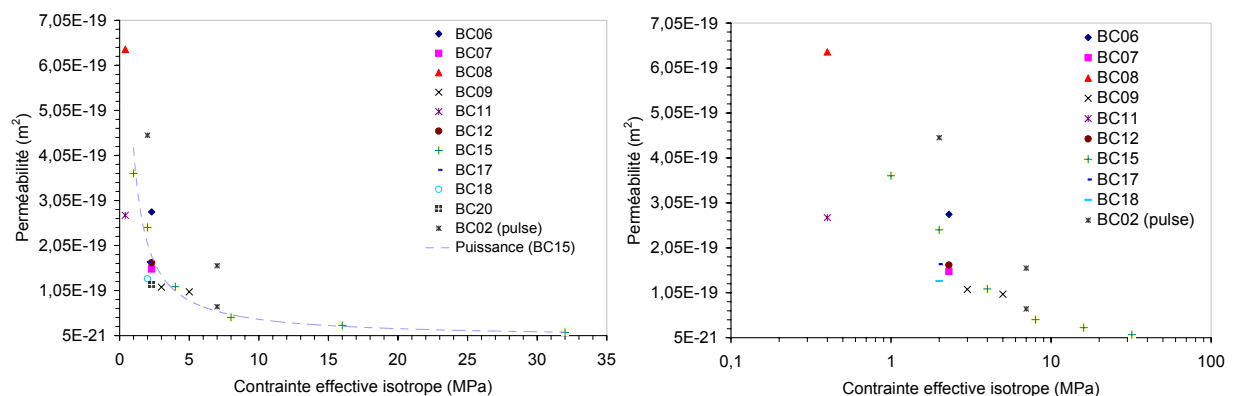


Figure IV-31: Evolution de la perméabilité en fonction de la contrainte effective isotrope.

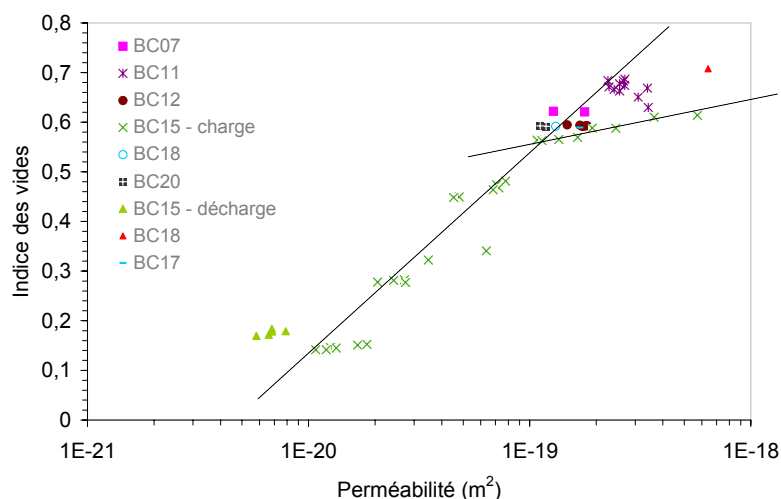


Figure IV-32 : Relation entre l'indice des vides et la perméabilité de l'argile de Boom

Romero, 1999 ont identifié sur des échantillons d'argile de Boom remaniés et compactés cette double porosité : d'une part la porosité intra-agrégat, qui contient essentiellement de l'eau liée et qui est peu affecté par des variations de contrainte. D'autre part la porosité interagrégat dans laquelle se trouve l'eau libre, est constituée de macropores dont le volume dépend sensiblement du niveau de contrainte.

Ainsi, si l'on admet que la porosité intra-agrégat ne participe pas aux écoulements de fluide, alors l'essai BC15 met en évidence l'existence de 2 niveaux de macroporosité.

Pour des niveaux de contrainte compris entre 0 et 5 MPa, les valeurs de perméabilité se situent dans un cône dont les limites sont fixées par l'essai BC15.

Malgré certaines difficultés expérimentales pendant les mesures et le manque de fiabilité accordé à quelques valeurs, nos résultats semblent cohérents. Les valeurs obtenues correspondent à celles obtenues dans la littérature même aux plus fortes contraintes : Horseman *et al.*, 1987 annonce une conductivité hydraulique de 10^{-13} m/s sous 30 MPa de contrainte effective verticale et nous mesurons dans nos conditions d'essais $1,1 \cdot 10^{-13}$ m/s.

IV.6.2.5. Influence de la contrainte déviatoire

Quelle que soit le niveau de la contrainte effective isotrope initiale, aucune évolution significative de la perméabilité n'a été observée après la rupture. Le Tableau IV-9 présente les valeurs mesurées de la perméabilité en fin de phase de consolidation et en fin d'essai, c'est-à-dire après cisaillement mais en maintenant la contrainte isotrope. Lorsque plusieurs mesures ont été effectuées, une valeur moyenne est considérée. On s'aperçoit que la perméabilité évolue très peu même pour les essais pendant lesquels des discontinuités se sont développées. Nous présentons par ailleurs toutes les mesures réalisées au cours des

essais BC09 et BC11 (Figure IV-33). Le radoucissement observé pour l'essai BC11 associé à la formation de fissures ne donne lieu à aucune évolution de la perméabilité. Dans le cas de l'essai BC09, la perméabilité semble gouvernée par la contractance de l'échantillon.

	k fin de consolidation (valeur moyenne m^2)	k fin d'essai / après rupture (m^2)
BC07	$1,55 \cdot 10^{-19}$	$1,40 \cdot 10^{-19}$
BC09	$1 \cdot 10^{-19}$	$8 \cdot 10^{-20}$
BC11	$2,72 \cdot 10^{-19}$	$3 \cdot 10^{-19}$
BC18	$1,31 \cdot 10^{-19}$	$2 \cdot 10^{-19}$
BC20	$1,18 \cdot 10^{-19}$	$9,65 \cdot 10^{-20}$

Tableau IV-9: Bilan des mesures de perméabilité sur des échantillons soumis à une charge déviatoire.

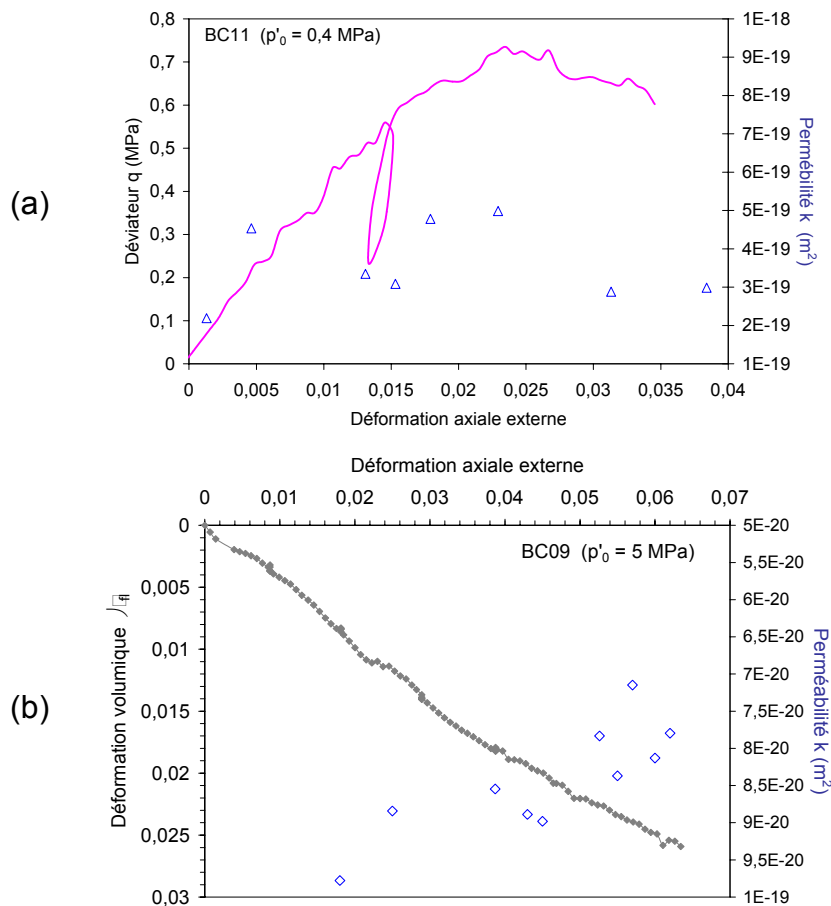


Figure IV-33: Evolution de la perméabilité en fonction de la déformation axiale pour l'échantillon BC11 (a) et BC09 (b).

La perméabilité des échantillons cisailés a peut-être été modifiée au niveau des fissures qui se sont développées, mais ces variations de perméabilité n'ont pas été détectées à l'échelle globale de l'échantillon. Pour observer une forte augmentation de la perméabilité globale des chemins préférentiels d'écoulement à forte porosité doivent se développer et ces chemins doivent être connectés aux circuits hydrauliques supérieur et inférieur (rappelons que dans notre cas, les céramiques poreuses ont un diamètre inférieur à celui de l'échantillon). Les échantillons après rupture en compression présentent des fissures extrêmement fines dont il est impossible de décrire la porosité sans une étude microscopique avancée.

IV.7. Conclusions sur le comportement *HM* de l'argile de Boom

Une large campagne expérimentale a été réalisée et décrite afin de caractériser le comportement *HM* de l'argile de Boom. Après une description détaillée des protocoles et procédures mis au point lors de cette campagne, l'ensemble des résultats est présenté. L'étude comprend des essais de caractérisation pour déterminer les propriétés physiques de l'argile et une série d'essais drainés en cellule triaxiale pour définir ses propriétés mécaniques et analyser son comportement en condition isotrope et son comportement à la rupture. Une étude de la détection de la localisation des déformations a été menée. En outre, de nombreuses mesures de perméabilité ont été réalisées à la fois pour un état de contrainte isotrope et anisotrope. Une méthode de mesure de perméabilité, basée sur la méthode stationnaire classique, a par ailleurs été proposée en réponse aux difficultés rencontrées avec les méthodes classiques que sont la méthode stationnaire ou la méthode de pulse.

Cette étude expérimentale a mis en évidence un certain nombre de difficultés expérimentales. On recense la préservation de la teneur en eau naturelle de l'argile, la réalisation des échantillons, la gestion des fuites et du panel de capteurs. Plusieurs essais n'ont pas abouti, d'autres ont été menés à bout sans que toutes les mesures aient pu être faites. La mesure des déformations axiales s'est avérée être problématique sans parler des mesures de débit de l'ordre de $1 \text{ mm}^3/\text{hr}$.

Les essais de caractérisation ont permis de définir l'argile de Boom comme une roche argileuse très plastique et raide. Des essais de porosimétrie mercure ont montré par ailleurs que l'argile de Boom possédait différentes échelles de porosité mais que la plupart des pores avaient un diamètre de l'ordre de $0,1 \text{ }\mu\text{m}$.

A l'état in situ, l'argile de Boom est surconsolidée ($\text{OCR} = 2,17$).

Pour un état de contrainte isotrope, le gonflement à long terme est une propriété typique de cette argile. En effet pour des niveaux de contrainte allant jusqu'à 3 MPa, l'argile gonfle. Nous avons montré que des mécanismes physico-chimiques liés aux propriétés de la microstructure du matériau se superposent aux mécanismes classiques de consolidation.

Sous un état de contrainte anisotrope, le comportement de l'argile de Boom dépend de contrainte isotrope initiale, de la teneur en eau et de la vitesse de sollicitation. Le comportement est radoucissant-dilatant à faible contrainte moyenne initiale et devient ductile-contractant pour des contraintes plus élevées. Le comportement est d'autant plus ductile que la teneur en eau est élevée.

Pour une contrainte effective isotrope initiale comprise entre 0,4 et 2,3 MPa, un processus de localisation de la déformation est observé. Des fissures très fines et blanches se développent. La mesure des déformations locales au moyen de capteurs LVDT miniatures a permis de détecter une perte d'homogénéité de la déformation avant que le matériau atteigne sa résistance au cisaillement maximale.

Les mesures de perméabilité ont montré que celle-ci décroît avec la contrainte isotrope et l'indice des vides. Une décroissance linéaire en fonction de la contrainte effective isotrope peut être approximée pour des contraintes inférieures à 10 MPa. Les mesures sous très faible gradient ou sous très forte contrainte sont probablement moins précises. L'essai de consolidation isotrope met en évidence deux relations e - $\log(k)$ selon que l'argile soit dans un état surconsolidé ou dans un état normalement consolidé.

CHAPITRE 5

ETUDE EXPERIMENTALE DE L'ARGILE A OPALINUS

Cette partie est consacrée à l'étude expérimentale de l'argile à Opalinus. Après une synthèse bibliographique sur le comportement hydromécanique de cette roche argileuse, nous décrivons l'ensemble des essais et les procédures spécifiques associées. Enfin, une analyse détaillée des résultats expérimentaux sera présentée.

V. ETUDE EXPERIMENTALE DE L'ARGILE A OPALINUS

L'argile à Opalinus a été l'objet d'une étude expérimentale visant à caractériser son comportement hydromécanique ainsi que l'évolution de sa perméabilité en fonction de la fracturation. Nous verrons que l'argile à Opalinus est un matériau dont les propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques sont très différentes de celles de l'argile de Boom mais qui constitue une formation argileuse potentiellement favorable au stockage des déchets nucléaires. Une campagne expérimentale composée d'essais de compression uniaxiale et triaxiale a donc été menée.

V.1. Comportement *HM* de l'argile à Opalinus : état de l'art

V.1.1. Propriétés physiques et géomécaniques de l'argile à Opalinus

Les argiles à Opalinus constituent une formation géologique constituée d'argilites datant de l'Aalénien inférieur (180 Ma). Les argilites de l'Aalénien ont été nommées argiles à Opalinus car il s'agit d'une argile solidifiée qui renferme des coquilles fossilisées de l'ammonite « *Leioceras opalinum* », nom donné pour son éclat miroitant et opalescent (*Lambert*, cité dans *Boidy*, 2002). Cette formation se trouve notamment dans le Nord-Ouest de la Suisse, dans le Jura, où est situé le laboratoire souterrain du Mont-Terri (*Thury et al.*, 2000; *Bossart et al.*, 2002). En effet, comme l'argile de Boom, cette formation argileuse est pressentie comme barrière naturelle pour un site de stockage de déchets nucléaires.

Au niveau du laboratoire souterrain du Mont Terri, le recouvrement actuel est de 250 à 320 mètres et le recouvrement passé est estimé à au moins 1000 mètres donnant au matériau un taux élevé de surconsolidation (*Thury et Bossart*, 1999). L'épaisseur apparente de la couche est de 160 mètres. La formation des argiles à Opalinus regroupe trois faciès principaux : un faciès argilo-schisteux, un faciès argilo-sableux et un faciès argilo-sableux riche en carbonates. Ces trois faciès résultent de différentes conditions lors de la période de dépôt en milieu marin.

Dans le cadre de programmes internationaux et européens, de nombreuses études ont été réalisées sur ces argilites. L'argile à Opalinus est une roche argileuse rigide, très peu perméable et finement poreuse. Elle est surconsolidée et possède des plans de litage très marqués. Son comportement est largement anisotrope et dépend très fortement de la teneur en eau. Contrairement à l'argile de Boom, elle est peu sensible au gonflement (*Bock*, 2001).

V.1.1.1. Composition minéralogique

Les argiles à Opalinus présentent une minéralogie complexe constituée essentiellement de minéraux argileux (65%), de quartz (20%) et de carbonates (7% de calcite). Les proportions indiquées en pourcentage de poids sec correspondent au faciès argilo-schisteux étudié dans notre étude et cette composition peut varier légèrement d'un faciès à l'autre. La fraction argileuse est donc estimée à 65% et est essentiellement composée de kaolinite (30%), d'illite (17%), de chlorite (8%) et de minéraux interstratifiés illite/smectite (10%). Outre le quartz et la calcite, de la sidérite, des feldspaths et de la pyrite sont présents en moindre quantité. La faible teneur en interstratifiés illite-smectite et la présence en quantité non négligeable de calcite qui joue le rôle de ciment confère au matériau un très faible potentiel de gonflement (*Thury et Bossart, 1999*).

V.1.1.2. Microstructure de l'argile à Opalinus

L'argile à Opalinus est une argilite très compacte qui présente une microstructure ordonnée : les feuillets allongés d'argile sont empilés les uns sur les autres, perpendiculairement à la direction de compaction maximale (Figure V-1). L'argilite est caractérisée par une porosité interfoliaire et une porosité interparticulaire très faibles du fait de l'enfouissement à grande profondeur de ce matériau. Dans l'espace interfoliaire l'eau est liée. Dans l'espace interparticulaire, si l'épaisseur de la couche de molécules d'eau est suffisamment grande pour que les forces de liaison eau-argile soient faibles, de l'eau libre peut exister (Figure V-1). Des résultats démontrent que, pour certaines roches argileuses japonaises, dont la porosité est inférieure à 15%, toute l'eau est adsorbée à la surface des minéraux argileux (*Horseman et al., 1996*). L'argile à Opalinus a une porosité calculée de l'ordre de 13,7% ($\pm 3,1\%$) (la porosité mesurée par injection de mercure est légèrement inférieure, de l'ordre de $12\% \pm 1,4\%$, *Bock, 2001*). On peut donc s'attendre, pour ce matériau, à très peu de mouvement d'eau par convection.

D'après *Thury et Bossart, 1999*, en raison de la très faible dimension d'accès de l'espace poral et de la réactivité des surfaces des minéraux argileux, deux types de porosité doivent être distingués pour ces argiles : la porosité physique (fraction du volume non occupé par les grains), déterminée par injection sous pression de mercure par exemple, et la porosité géochimique (fraction du volume dans laquelle des solutés peuvent être transportés), déterminée par mesure de la perte de poids d'eau interstitielle par chauffage à 105°C. La porosité géochimique (5-11%), est plus petite que la porosité physique (12-18%) ce qui signifie qu'une partie de l'eau présente dans l'espace poral est adsorbée à la surface des minéraux et ne peut donc pas participer à un écoulement.

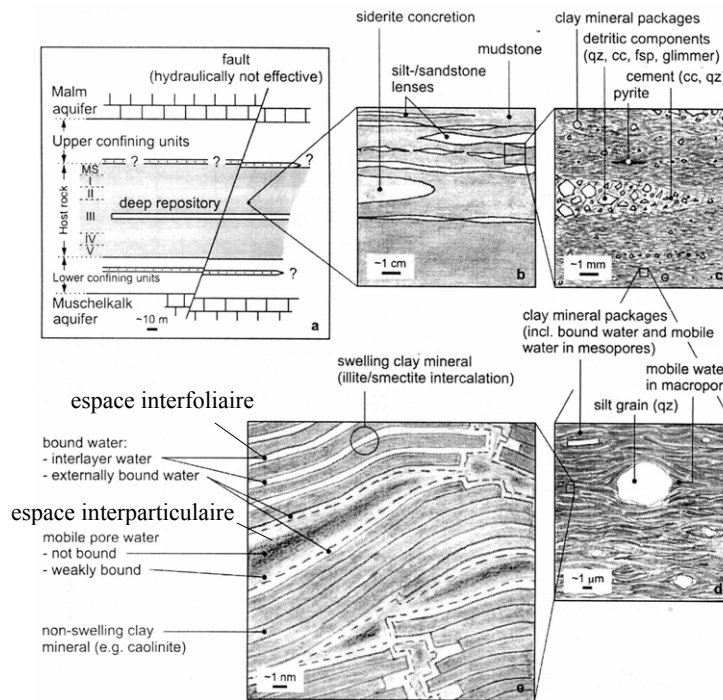


Figure V-1: Modèle conceptuel de la microstructure de l'argile à Opalinus (argilite très compacte). L'eau interfoliaire est liée, l'eau interparticulaire est libre loin des surfaces d'argile (NAGRA).

V.1.1.3. Propriétés géomécaniques

L'état de contrainte auquel est soumis le matériau *in situ* n'est pas totalement déterminé. Des études, rendues très difficiles par le comportement complexe de l'argilite, visent à déterminer l'orientation et l'amplitude des contraintes principales et aboutissent à des résultats parfois incohérents (Martin et Lanyon, 2003). Il est généralement admis que la pression de pore au niveau du laboratoire souterrain est comprise entre 1 et 2 MPa. La contrainte principale majeure σ_1 est subverticale et vaut environ 6,5 MPa. La contrainte normale à la stratigraphie de l'argilite est estimée aux environs de 4,5 MPa (pendage de la couche d'argile : 20 à 60° SE). Les valeurs des contraintes principales intermédiaire et mineure sont plus incertaines et plus particulièrement celle de σ_3 dont les mesures donnent une valeur extrêmement faible (0,6 MPa) qui est peu fiable.

Le Tableau V-1 propose les principales propriétés physiques et hydromécaniques de l'argile à Opalinus représentatives du site du Mont-Terri pour une hauteur de recouvrement de 250 mètres (Bock, 2001). Les valeurs obtenues pour une direction de sollicitation parallèle ($//$) et perpendiculaire ($\perp$) à la stratigraphie sont données. Ces valeurs ont été obtenues pour une teneur en eau comprise entre 4,2 et 8%. On observe que les paramètres élastiques (E et ν) et la résistance à la compression simple varient beaucoup en fonction de la direction de

sollicitation. La cohésion est par ailleurs plus élevée, à angle de frottement équivalent, lorsque l'échantillon est sollicité perpendiculairement à la stratigraphie que lorsqu'il l'est dans la direction parallèle. La résistance au cisaillement de l'argile dépend donc de l'orientation des échantillons et les plans d'anisotropie que sont les plans de litage apparaissent comme des plans de faiblesse.

	Propriétés	⊥	//
Propriétés hydromécaniques	Teneur en eau [%]	6.1	
	Porosité [%]	13.7	
	Densité humide [kg/m ³]	2450	
	Perméabilité à l'eau [m ²]	1.10 ⁻²¹ – 0.5 10 ⁻¹⁹	
	Module de Young (initial, σ ₃ =0) E [GPa]	9.5	15.5
	Coefficient de Poisson ν	γ ₁₂ = γ ₁₃ = 0.24	γ ₂₃ = 0.33
	Cohésion c' [MPa]	5	2.2
	Angle de frottement φ' [°]	25	25
	Angle de dilatance [°]	0	
	Résistance à la compression simple q _c [MPa]	16	10
Limites d'Atterberg	Limite de plasticité (%)	23	
	Limite de liquidité (%)	38	
	Indice de plasticité ' (%)	15	
Référence	Bock, 2001		

Tableau V-1: Propriétés physiques et hydromécaniques de l'argile à Opalinus naturelle pour une teneur en eau comprise entre 4,2 et 8% (site du Mont-Terri).

Bock, 2001 souligne par ailleurs le manque de données disponibles pour certaines propriétés comme la perméabilité ce qui induit une plus grande incertitude sur la valeur annoncée. Croisé et al., 2004 proposent cependant un ensemble de mesures obtenues en laboratoire et in situ qui sont en bon accord. La perméabilité normale au litage est légèrement plus faible que la perméabilité parallèle au litage.

D'après les limites d'Atterberg, l'argile à Opalinus appartient à la catégorie des argiles non organiques à faible ou moyenne plasticité, (système USCF).

Du point de vue de la mécanique des roches, l'argile à Opalinus contient peu de discontinuités et est relativement homogène (Bock, 2001).

V.1.2. Comportement hydromécanique

L'ensemble des études répertoriées dans la littérature porte sur le comportement hydrogéologique, géochimique et hydromécanique de l'argile à Opalinus (*Kharchafi et Descoeudres, 1995; Thury et Bossart, 1999; Blumling et al., 2000; Harrington et al., 2001; Boidy, 2002; Martin et Lanyon, 2003; Croisé et al., 2004...*). Certaines présentent des essais réalisés en laboratoire, beaucoup décrivent des résultats obtenus lors d'expériences *in situ*.

A l'échelle macroscopique, le comportement hydromécanique d'échantillons naturels et intacts d'argile à Opalinus peut être fragile ou ductile. Ce comportement est contrôlé par plusieurs paramètres comme la microstructure et les interactions eau-argile, mais il est essentiellement gouverné par la teneur en eau, l'orientation des échantillons et les conditions d'essai.

V.1.2.1. Influence de la teneur en eau

La teneur en eau a une influence très importante sur le comportement de l'argile à Opalinus quelle que soit l'orientation des échantillons testés. Cette propriété est illustrée dans la littérature par de nombreux essais de laboratoire (*Blumling et al., 2000; Bock, 2001; Martin et Lanyon, 2003*) mais elle est aussi observée régulièrement *in situ* (*Thury et Bossart, 1999; Blumling et al., 2000*).

Certains auteurs décrivent la sensibilité à l'eau de la roche : celle-ci se délite en plaquettes quand elle est immergée dans l'eau et peut devenir une boue sous l'effet d'une perturbation mécanique. En effet, comme nous l'avons décrit dans le premier chapitre de ce mémoire, l'augmentation de la teneur en eau provoque une déstructuration du matériau par altération des liens interparticulaires.

Plus généralement, l'argile à Opalinus est très sensible à son environnement c'est-à-dire aux conditions de pression, température et humidité. *In situ*, les variations de ces conditions induisent des processus d'altération de la roche qui la fragilise et conduisent à des instabilités. Aussi les travaux d'excavation et de carottage, ainsi que les expériences menées *in situ* sont très difficiles à réaliser.

En laboratoire, des essais de compression uniaxiale et triaxiale mettent en évidence des modifications du comportement mécanique de l'argile à Opalinus quand la teneur en eau varie.

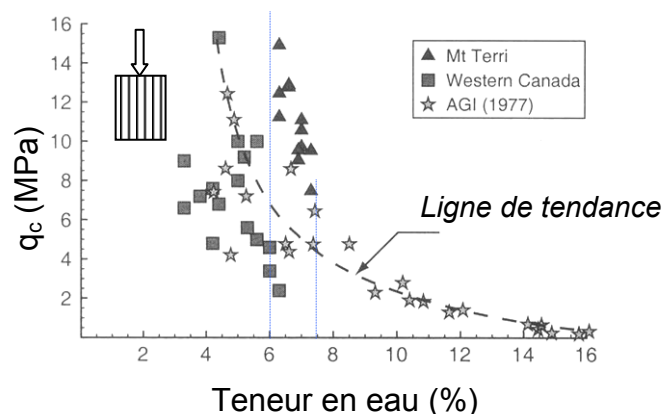


Figure V-2: Relation entre la résistance à la compression simple (q_c) et la teneur en eau pour plusieurs argilites (Martin et Lanyon, 2003).

La Figure V-2 proposée par *Martin et Lanyon, 2003* indique que la résistance à la compression simple q_c parallèle au litage d'un certain nombre de roches argileuses décroît exponentiellement quand la teneur en eau augmente. Pour l'argile à Opalinus, q_c diminue très rapidement de 15 à 7 MPa pour une variation de teneur en eau de seulement 1,5%. A la teneur en eau naturelle, q_c est de l'ordre de 14 MPa. Malgré la ligne de tendance proposée, les auteurs n'ont pas connaissance de valeurs de résistance plus élevée que 16 MPa pour ce matériau. La résistance au cisaillement et le module élastique initial sont naturellement aussi fortement influencés par la teneur en eau. *Blumling et al., 2000* illustrent cette propriété par différents essais triaxiaux effectués sur des argiles à Opalinus provenant du site de Benken (Suisse) (Figure V-3). L'échantillon qui a une résistance de pic de 95 MPa a été séché à l'étuve (105°C). Il présente un comportement fragile et très contractant. Les deux autres échantillons qui ont une teneur en eau plus élevée (3,5 et 6%) ont un comportement plus ductile, moins rigide et moins contractant. La résistance de pic est respectivement 45 et 12 MPa.

Bock, 2001 propose un ensemble de valeurs de la résistance au cisaillement (valeurs maximale et résiduelle) obtenues lors d'essais de compression triaxiale sur des échantillons d'axe parallèle au litage et pour une pression de confinement de 10 MPa (Figure V-4). Les résistances maximale et résiduelle suivent la même tendance. A 2% de teneur en eau la résistance maximale est de 75 MPa alors qu'elle n'est que de 50 MPa à la teneur en eau moyenne naturelle (6%).

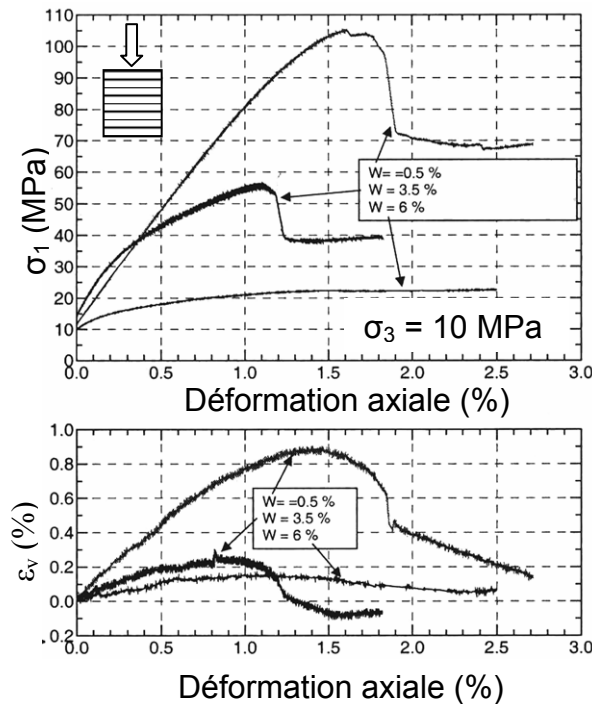


Figure V-3 : Résultats d'essais triaxiaux pour différentes teneur en eau sur des échantillons d'argile à Opalinus provenant du site de Benken (Nord de la Suisse). Direction de contrainte majeure perpendiculaire à la stratigraphie (Blumling et al., 2000).

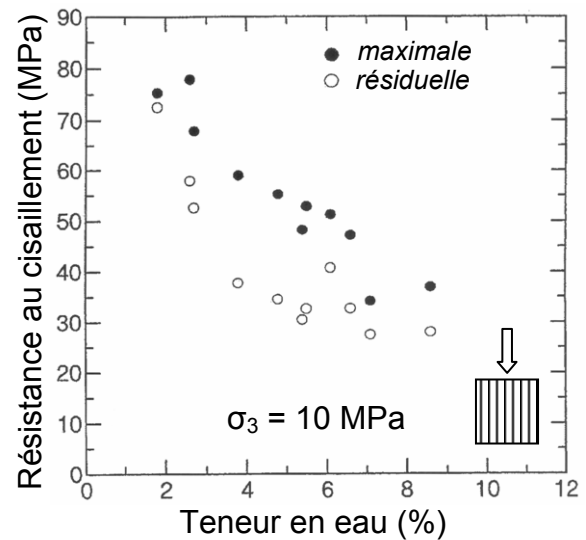


Figure V-4 : Variations de la résistance au cisaillement de l'argile à Opalinus en fonction de la teneur en eau (Bock, 2001). Direction de contrainte majeure parallèle à la stratigraphie.

Cependant, si la désaturation induit une amélioration des caractéristiques mécaniques de l'argile à Opalinus comme la résistance au cisaillement et la rigidité, elle induit par ailleurs de la fissuration.

Enfin, les variations de teneur en eau semblent moins affecter les échantillons dont l'axe de compression est parallèle au litage. L'effet combiné de l'orientation des échantillons et de la teneur en eau a été démontré par *Blumling et al., 2000* au moyen d'essais particuliers en cellule triaxiale. Des échantillons cylindriques d'argilite (site de Benken) contenant un trou de faible diamètre, réalisé parallèlement à l'axe de l'échantillon sont soumis à un état de contrainte anisotrope, constant. Dans certains essais de l'eau circule dans le trou central et dans d'autres le trou est maintenu sec. Les échantillons dont le trou est parallèle aux plans stratigraphiques ont montré d'importants signes d'endommagement au niveau du trou lorsque la circulation d'eau était permise. Pour les échantillons dont l'axe du trou est perpendiculaire à la stratigraphie aucun endommagement n'a été observé.

V.1.2.2. Effet de la contrainte de cisaillement

Les différents essais de compression démontrent que la résistance au cisaillement de l'argile à Opalinus augmente avec la pression de confinement.

Bock, 2001 présente un ensemble de résultats obtenus lors d'essais triaxiaux de compression en condition axisymétrique. La direction de la contrainte majeure est parallèle au litage et la teneur en eau des échantillons est comprise entre 4,2 et 8%. Pour ces conditions, une approximation de l'enveloppe de rupture par un critère de Mohr-Coulomb permet de déterminer une cohésion effective de 2,2 MPa et un angle de frottement de 25° (Figure V-5). Les conditions de drainage ou de mesure de pression de pore ne sont pas précisées. Les mêmes essais sur des échantillons dont l'axe est perpendiculaire à la stratigraphie conduisent à une valeur de la cohésion plus importante (5,5 MPa) et à la même valeur de l'angle de frottement.

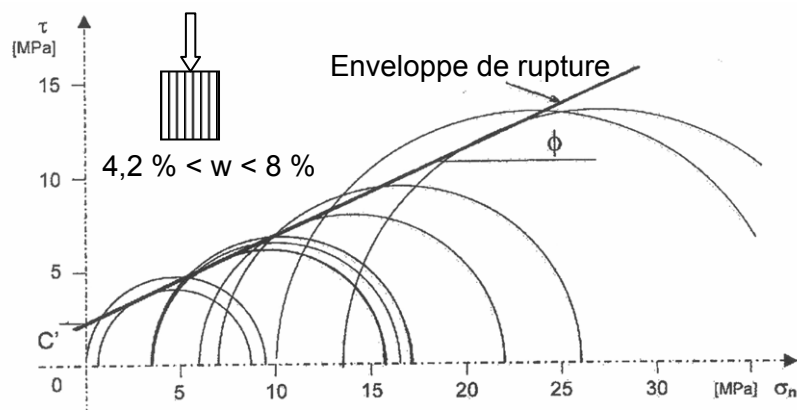


Figure V-5: Essais triaxiaux de compression, axisymétriques, parallèlement à la stratigraphie sur des échantillons d'argile à Opalinus (Mont Terri) dans le plan de Mohr. Les paramètres de Mohr-Coulomb sont $c'=2,2$ MPa et $\Phi'=25^\circ$ (Bock, 2001).

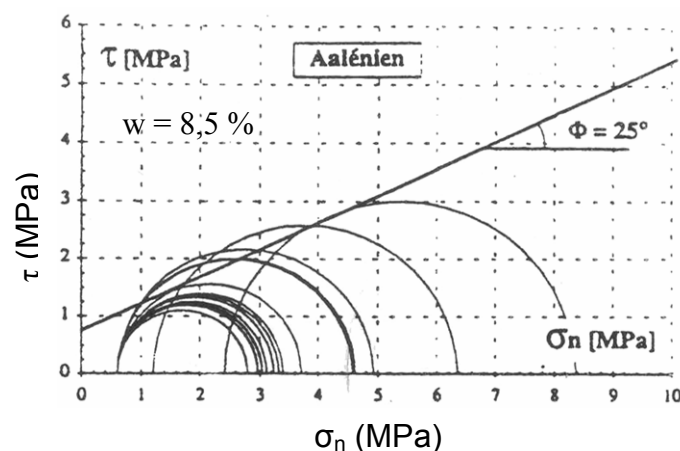


Figure V-6: Essais triaxiaux axisymétriques de compression sur des échantillons d'argile à Opalinus (Mont Terri) dans le plan de Mohr. Les paramètres de Mohr-Coulomb sont $c=0,75$ MPa et $\Phi=25^\circ$ (Kharchafi et Descoeudres, 1995).

Des essais similaires ont été réalisés et présentés par *Kharchafi et Descoeudres, 1995* (Figure V-6). Pour ces essais, la teneur en eau est de l'ordre de 8,5 % excepté pour un essai où elle est plus faible (4,2%) et l'orientation des échantillons n'est pas précisée. L'angle de frottement obtenu à la rupture a une valeur de 25° , la cohésion calculée est en revanche beaucoup plus faible, de l'ordre de 0,75 MPa (Figure V-6). Cependant il semble qu'il s'agisse d'une droite intrinsèque en contrainte totale. La plupart des essais ont été réalisés à partir d'une pression de confinement de 0,6 MPa. Pour cette valeur le déviateur maximal varie entre 2 et 4,4 MPa. La distribution des valeurs indique la difficulté à reproduire des essais sur ce matériau.

Hunsche et al., 2004 proposent pour ce même matériau une enveloppe de rupture courbe dans le plan de Mohr pour différentes températures (Figure V-7). A température ambiante (RT), la résistance résiduelle est plus faible que la résistance au cisaillement.

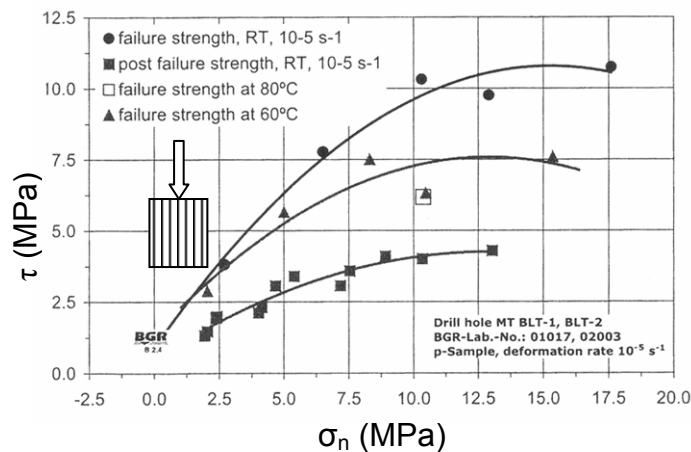


Figure V-7: Essais triaxiaux de compression, axisymétriques, sur des échantillons d'argile à Opalinus (Mont Terri) : enveloppes de rupture à différentes températures (*Hunsche et al., 2004*).

Les notions de drainage et de pression de pore sont généralement absentes dans la littérature. La porosité de l'argile à Opalinus est très faible, les pores sont très petits et de ce fait, même dans un état saturé, une grande proportion de la faible quantité d'eau présente dans l'espace poral est liée (structurale). En ce sens, l'argile à Opalinus est une roche argileuse qui peut être vue, à l'état saturé, comme monophasique. L'eau libre ne peut être drainée dans des temps raisonnables. Dans ces conditions, il est difficilement imaginable de pouvoir mesurer une pression de pore dans une roche argileuse très compactée comme l'argile à Opalinus et la notion de pression interstitielle devient largement discutable.

V.1.2.3. Comportement à long terme

L'argile à Opalinus possède un potentiel de déformation différée très important et plusieurs études ont été menées pour étudier les mécanismes de fluage (*Kharchafi et Descoeudres, 1995; Thury et Bossart, 1999; Boidy, 2002*). Notre étude porte sur le comportement à court terme de l'argile à Opalinus aussi nous ne détaillerons pas plus en avant son comportement différé. Chacun pourra se référer aux références bibliographiques citées.

V.1.2.4. Aptitude au gonflement

L'argile à Opalinus est une roche à caractère légèrement gonflant. Les déformations volumiques observées et les pressions de gonflement mesurées sont relativement faibles. Les pressions de gonflement mesurées sont souvent inférieures à 1 MPa (*Boidy, 2002*). Cela est lié au fait que la proportion en minéraux argileux gonflant (illite, smectite) est faible ainsi qu'à la présence de calcite qui joue le rôle de ciment. Le gonflement est anisotrope : les pressions de gonflement mesurées perpendiculairement à la stratigraphie sont plus élevées que celles mesurées parallèlement à la stratigraphie. Enfin, la composition minéralogique du fluide influence l'amplitude du gonflement : avec des fluides fortement minéralisés proches de celui présent in situ, le gonflement est réduit d'un facteur 2 par rapport au gonflement obtenu en présence d'eau déionisée (*Thury et Bossart, 1999*).

V.1.2.5. Perméabilité et écoulements

V.1.2.5.1 Mesures in situ

In situ, l'ensemble des expériences indique que la conductivité hydraulique de la roche intacte est en moyenne de 7.10^{-13} m/s pour les différents faciès (*Croisé et al., 2004*). Dans les premiers 50 centimètres de la zone perturbée par l'excavation, la conductivité hydraulique est de l'ordre de 1.10^{-6} m/s et décroît très rapidement au delà (*Bock, 2001*). Aucune venue d'eau ou même d'humidité n'a été observée en paroi d'excavation. Les expériences et les observations in situ aboutissent aux conclusions suivantes : en dehors de la zone perturbée par l'excavation, les discontinuités naturelles de la roches ne sont pas le lieu de flux important et d'autre part la diffusion doit être le mécanisme principal de transport dans le milieu intact.

V.1.2.5.2 Mesures en laboratoire

Harrington et al., 2001 ont mené des essais en laboratoire pour déterminer les caractéristiques des flux hydrauliques et osmotiques de l'argile à Opalinus. Des disques de 5

cm de diamètre et de 1 cm de hauteur ont été conservés à basse température (4°C) et dans une atmosphère très humide (95% d'humidité). Le fluide utilisé est synthétique (proche de celui *in situ*). La pression de pore imposée est de 1 MPa et la pression de confinement est de 5,5 MPa. Un essai est constitué de plusieurs étapes pendant lesquelles soit la perméabilité hydraulique k , soit la perméabilité osmotique k_{π} , est déterminée. k est obtenue en imposant un flux d'injection constant dans l'échantillon (1 à 3 $\mu\text{l/hr}$) et en étudiant le régime transitoire de la pression. k_{π} est obtenue en remplaçant le fluide d'un côté de l'échantillon par de l'eau distillée de manière à induire un gradient de concentration, la pression des deux fluides étant maintenue constante.

Les auteurs considèrent que l'application de la pression de confinement et de la contre-pression permettent de saturer complètement l'échantillon testé. Une fois la contrainte effective apparente appliquée, du gonflement dû à des mécanismes d'adsorption et d'hydratation sont observés.

Pour une pression effective comprise entre 4,23 et 4,41 MPa, la perméabilité moyenne perpendiculaire à la stratigraphie est de $7,6 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ et le coefficient d'emménagement spécifique de la roche est de $4,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$. La perméabilité trouvée est extrêmement faible. L'emménagement spécifique est en revanche très élevé ce qui est surprenant compte tenu du fait que l'argile à Opalinus est une roche argileuse relativement rigide. À titre de comparaison, l'emménagement spécifique de l'argilite de Meuse/Haute-Marne est de l'ordre de $5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$ (Escoffier, 2002) et celui de l'argile de Boom est de $1,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$ (Horseman *et al.*, 1987). Les auteurs suggèrent que le flux dans l'échantillon est accommodé par de la dilatation de microfissures préexistantes ce qui modifie les modules de compressibilité de la roche.

La perméabilité osmotique perpendiculaire au litage est comprise entre $1,2 \cdot 10^{-22}$ et $6,9 \cdot 10^{-22} \text{ m}^2$. L'argile à Opalinus s'avère être une membrane osmotique peu efficace. Ceci est peut-être aussi lié à l'existence de microfissures qui faciliteraient la diffusion des ions (Harrington *et al.*, 2001).

Enfin, les auteurs pensent que les mouvements de fluide sous gradient de pression ne peuvent pas se produire sans un mécanisme de dilatation des microfissures. Ces microfissures en se développant forment un réseau interconnecté dans lequel un écoulement peut avoir lieu. L'origine de ces microfissures n'est pas déterminée. *In situ* les valeurs mesurées de l'emménagement spécifique sont comprises entre $4 \cdot 10^{-7}$ et $3 \cdot 10^{-5} \text{ m}^{-1}$ (Croisé *et al.*, 2004) ce qui indiquerait que les microfissures présentent dans les échantillons testés en laboratoire sont dues au déconfinement lors du prélèvement ou aux conditions de stockage et de préparation.

D'autres essais en laboratoire pour évaluer la conductivité hydraulique menés par Ortiz (1999) cité par Croisé *et al.*, 2004 sont réalisés dans les mêmes conditions mais avec des

directions de flux différentes : 35°, 50° et 90° par rapport à la direction de la stratigraphie. Les résultats montrent que la perméabilité est peu anisotrope (Tableau V-2).

Orientation du flux par rapport au litage	90°	50°	45°	35°
$k \text{ (m}^2\text{)} \text{ (Ortiz, 1999)}$	1,9 à 2,1 10^{-20}	1,5 à 1,8 10^{-20}		1,9 10^{-20}
$k \text{ (m}^2\text{)} \text{ (Harrington et al., 2001)}$	7,6 10^{-21} ($p_c = 5 \text{ MPa}$)			
$k \text{ (m}^2\text{)} \text{ (Bock, 2001)}$			2. 10^{-20} ($p_c = 4 \text{ MPa}$)	
$k \text{ (m}^2\text{)} \text{ (Bock, 2001)}$	8. 10^{-21} ($p_c = 6 \text{ MPa}$)	-		-

Tableau V-2: Résultats d'essais de perméabilité en laboratoire pour différentes orientations du flux.

Les valeurs de conductivité hydraulique et de perméabilité présentée ont été obtenue sous l'hypothèse de validité de la loi de Darcy ignorant le fait que les écoulements sont probablement non newtonien dans les très petits pores de l'argile.

V.1.2.6. Conclusions

L'argile à Opalinus est une roche argileuse surconsolidée, peu poreuse comprenant des plans de litage qui se distinguent clairement même à l'échelle centimétrique. Ces plans induisent une anisotropie des propriétés mécaniques de la roche. Le comportement mécanique de l'argile à Opalinus est très fortement influencé par la teneur en eau : la désaturation rend la matériau moins résistant et induit un comportement plus ductile. Son comportement se rapproche par certains points de celui des roches, sa résistance à la compression simple est d'environ 16 MPa (à la teneur en eau naturelle et dans la direction perpendiculaire au litage). Par ailleurs, les plans de litage constituent des discontinuités qui influencent le comportement du matériau.

La matrice poreuse est constituée de pores trop petits pour que des écoulements de fluide puissent avoir lieu et la diffusion semble être le seul mécanisme possible de transport des radioéléments en solution. En revanche des écoulements peuvent exister dans une porosité de fissures, lorsque celles-ci sont présentes.

V.2. Prélèvement, stockage et préparation des échantillons

V.2.1. Prélèvement et stockage

Des carottes d'argile ont été prélevées *in situ* au moyen de techniques de carottage particulières afin de prendre en compte les caractéristiques du matériau, notamment sa sensibilité à l'eau. Les carottes ont été placées dans une enveloppe plastique hermétique puis dans une poche à vide opaque (*NAGRA*).

Deux lots de carottes ont été utilisés dans cette étude. Le premier était constitué de carottes cylindriques (90 mm de diamètre et 1 m de long) prélevées perpendiculairement au litage. De ces carottes ont été extraits les échantillons pour les essais de compression uniaxiale. Le second lot comprenait des carottes prélevées parallèlement au litage. Les échantillons issus de ces carottes, destinés aux essais de compression triaxiale, ont été préparés au tour mécanique par le *Laboratoire de Mécanique des Roches de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (LMR-EPFL, Suisse)*.

V.2.2. Préparation des échantillons

Tous les échantillons testés ont un diamètre d'environ 40 mm et sont d'élancement 1. Les échantillons préparés au Laboratoire 3S ont été carottés à sec puis rectifiés également à sec pour préserver au mieux la teneur en eau. Les échantillons préparés au *LMR-EPFL* ont eux aussi été tournés puis rectifiés à sec. L'argile à Opalinus s'est comportée de manière fragile pendant la préparation des échantillons et beaucoup d'entre eux ont été cassés malgré les précautions prises. Les échantillons cylindriques (40*40 mm), en attendant d'être testés ont été enroulés dans plusieurs épaisseurs de film plastique puis stockés dans un bac de sable humide afin de limiter la désaturation.

V.3. Protocoles expérimentaux

V.3.1. Essais de compression uniaxiale

Cinq essais de compression uniaxiale ont été réalisés avec un dispositif expérimental décrit sur la Photo V-1 qui comprend un capteur de force et un capteur de déplacement. Pour ces essais, les surfaces supérieure et inférieure des échantillons sont enduites d'un mélange d'acide stéarique et de vaseline afin de limiter le frottement aux extrémités.

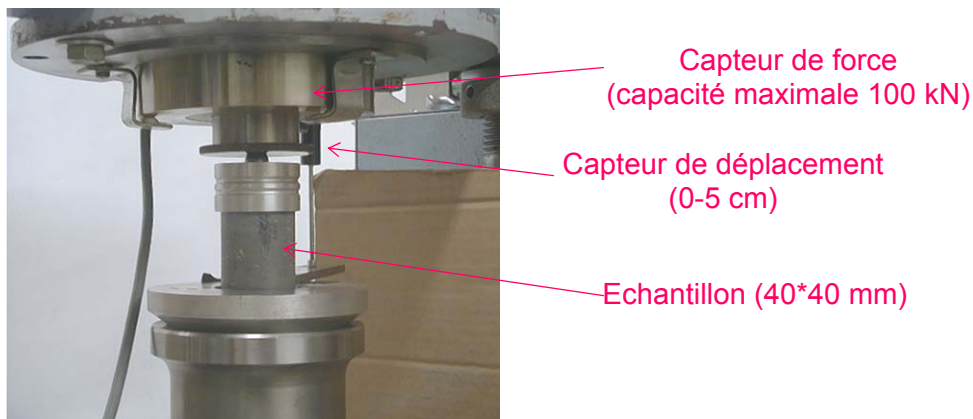


Photo V-1: Dispositif expérimental pour essai de compression simple sur l'argile à Opalinus.

V.3.2. Essais de compression triaxiale dans la cellule haute pression

Les protocoles expérimentaux sont similaires à ceux mis au point pour l'argile de Boom et décrits dans le chapitre précédent de ce mémoire. Nous en décrivons ici les principales différences.

La première étape consiste à saturer les circuits de drainage de l'échantillon et les pierres poreuses. Pour ces essais des disques en acier fritté très poreux ont été utilisés au lieu des céramiques poreuses. Celles-ci n'ont pas une résistance mécanique suffisante pour pouvoir supporter les efforts exercés sur les échantillons par l'argile à Opalinus.

Le fluide utilisé est synthétique (eau définie par Pearson, type A1) et a une composition minéralogique proche de celle de l'eau interstitielle in situ ([annexe 5-1](#)). Ce fluide est fortement minéralisé avec une concentration en NaCl très élevée (40 à 50% de celle de l'eau de mer). Le pH de la solution est de 7,6. L'utilisation de ce fluide est évidemment préférable pour les essais avec l'argile à Opalinus afin de limiter les réactions chimiques (précipitation, dissolution...) qui peuvent modifier la microstructure de l'argile. Cependant ce fluide peut être très corrosif et induire un endommagement des circuits qui le contiennent, l'étiquette « acier inoxydable » des matériaux choisis ayant ses limites.

L'échantillon dans sa membrane en néoprène est placé dans la cellule de confinement. Les sept capteurs LVDT miniatures sont mis en place : les LVDTs radiaux mesurent un déplacement radial sur une section située à environ 13 mm de la surface supérieure de l'échantillon et non pas à mi-hauteur (20 mm de la surface supérieure).

V.4. Essais réalisés sur l'argile à Opalinus

V.4.1. Discussion préliminaire

L'expérience, acquise au cours de la campagne expérimentale sur l'argile de Boom, et l'étude bibliographique présentée précédemment nous ont permis de conclure que la réalisation d'essais consolidés drainés au même titre que pour l'argile de Boom n'était pas faisable dans des temps raisonnables du fait de la très faible perméabilité du matériau. Nous pouvons cependant argumenter que le concept de *double porosité* peut s'appliquer à ces argilites très compactées (*Horseman et al., 1996*). Une telle approche reconnaît que la porosité contenant de l'eau libre et dans laquelle les écoulements peuvent avoir lieu, existe à deux échelles. Les deux échelles de porosité contribuent aux écoulements de fluide mais sur des échelles de temps différentes l'une (la porosité matricielle) étant beaucoup moins perméable que l'autre (la porosité de fissure). Si la perméabilité de la matrice argileuse est très difficile à mesurer, la perméabilité des fissures est quant à elle plus abordable expérimentalement. Par ailleurs, l'évolution de cette dernière est probablement plus représentative des comportements in situ (court terme). Ainsi, nous avons choisi de réaliser sur l'argile à Opalinus des essais à court terme sans nous préoccuper du drainage de la porosité matricielle. Cependant, tout a été mis en œuvre (saturation des circuits, pierres poreuses, contrôle de la pression de fluide) afin d'assurer les conditions de drainage dans la macroporosité des fissures au fur et à mesure qu'elles se développent pendant le cisaillement de l'échantillon. Pour ce niveau de porosité, une pression de pore et donc une pression effective peuvent être définies. Nous parlerons dans ce qui suit de contrainte effective apparente.

V.4.2. Programme des essais

Une campagne expérimentale moins longue que celle sur l'argile de Boom a été réalisée. Cette campagne comprend une série d'essais de compression uniaxiale sur des échantillons d'axe perpendiculaire au litage et une série d'essais de compression triaxiale en condition axisymétrique sur des échantillons préparés parallèlement au litage. Les caractéristiques principales des essais sont regroupées dans le Tableau V-3. La teneur en eau des échantillons OC08 à OC12 n'a pas été mesurée car les échantillons n'ont pas été préparés au laboratoire. Cependant, la teneur en eau des carottes d'origine était comprise entre 6 et 7%.

V.4.3. Procédures d'essais

V.4.3.1. Essai de compression uniaxiale

La procédure suivie concernant les essais de compression simple est une procédure classique. Les échantillons, dont les extrémités sont lubrifiées, sont comprimées axialement jusqu'à la rupture. La sollicitation est contrôlée en déplacement et deux vitesses de déplacement ont été utilisées (Tableau V-3) : 300 $\mu\text{m}/\text{min}$ et 3 $\mu\text{m}/\text{min}$ soit une vitesse de déformation de $1,25 \cdot 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ et $5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ respectivement.

	Echantillon (Référence)	H*D (mm)	w_0 %	ρ_{h0} (g/cm ³)	Phase de Consolidation		Phase Déviatoire ($\mu\text{m}/\text{min}$) D/ND
					Durée	$p_0 - u$	
Comp. Uniaxiale $\perp$	OC02	43.35*39.35	6.9	2.442	-	-	300
	OC03	40.27*39.45	7.05	2.440	-	-	3
	OC04	39.61*39.49	6.75	2.431	-	-	300
	OC05	38.58*39.52	6.45	2.443	-	-	300
Compression Triaxiale (//)	OC06 (BSE 3/12-7.16)	39.96*39.91	-	2.427	3h10	2.3	25 ND
	OC07 (BSE 3/12-7.26)	40.11*39.92	-	2.425	3hr	2.3	25 D
	OC08 (BSE 3/12-7.06)	40.00*39.99	-	2.417	5h30	2.3	2.5 D
	OC09 (BSE 3/16-8.76)	40.00*39.72	-	2.408	3h30	2.3	2.5 ND
	OC10 (BSE 3/15-8.3)	40.06*40.15	-	2.397	2h50	2.3	25 ND
	OC11 (BSE 3/15-8.4)	40.00*39.9	-	2.394	4h10	5	2.5 ND
	OC12 (BSE 3/15-8.5)	38.72*40.03	-	2.371	3h	0.4	2.5 ND

Tableau V-3: Bilan des essais réalisés sur l'argile à Opalinus (D : drainé (vannes ouvertes) ; ND : non drainé (vannes fermées)).

V.4.3.2. Essais de compression triaxiale

Sept essais triaxiaux axisymétriques ont été réalisés. Chacun des essais se décompose en une phase de remise sous contrainte isotrope et une phase déviatoire.

La première étape constitue un début de consolidation du matériau : la pression interstitielle (u) aux deux extrémités de l'échantillon est augmentée en parallèle avec la pression de confinement (p_c) à la vitesse de 0,1 MPa/min jusqu'à un niveau de contrainte effective apparente (p'_0) (Figure V-8). La contrainte effective initiale apparente est définie par la relation : $p'_0 = p_c - u$. Pendant cette phase le drainage est ouvert, l'échantillon consolide et les déformations volumiques sont mesurées. La durée de cette phase pour l'ensemble des essais est en moyenne 3,5 heures ce qui est bien sûr très largement insuffisant pour que la consolidation de l'argile soit complète et pour que les pressions soient homogénéisées dans l'échantillon : cela nécessiterait probablement plusieurs mois d'essai du fait de la très faible perméabilité du matériau. Trois niveaux de contrainte effective apparente ont été choisis : 0,4, 2,3 et 5 MPa (Tableau V-3). La valeur de la pression interstitielle imposée aux extrémités a été fixée à 2,2 MPa.

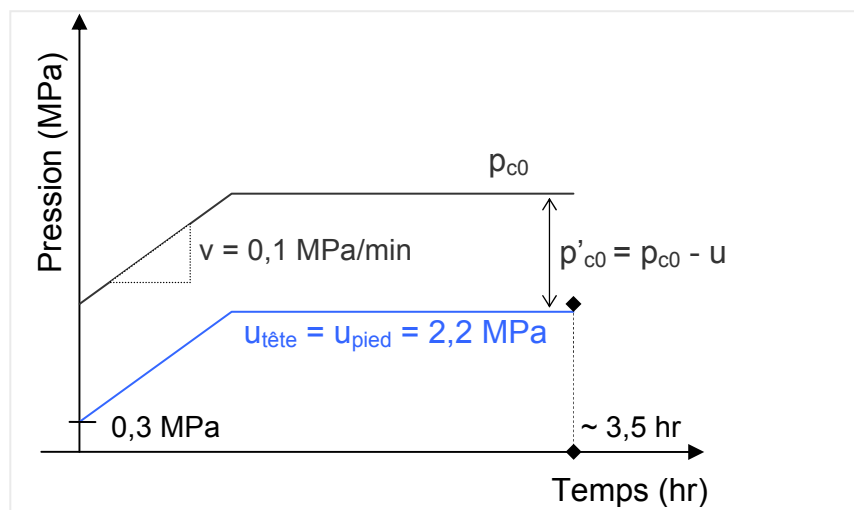


Figure V-8: Chemin de sollicitation en contrainte pour l'application de la contrainte effective initiale.

La phase déviatoire consiste à augmenter la contrainte axiale jusqu'à la rupture de l'échantillon. Deux essais ont été réalisés à drainage ouvert. Compte tenu du fait que le comportement instantané de l'argile à Opalinus, en réponse à une sollicitation mécanique, est quasi non drainé, il a été décidé de ne réaliser par la suite que des essais de cisaillement non drainés. A la fois pour des raisons pratiques de temps d'essai soulevées précédemment, mais aussi parce que le comportement non drainé de l'argile à Opalinus est certainement plus représentatifs des mécanismes in situ lors de l'excavation. Les vannes qui servent à

fermer le circuit de drainage sont placées au plus près des sorties de la cellule, de manière à minimiser le volume mort du circuit entre l'échantillon et les vannes.

Deux vitesses de sollicitation ont été choisies pour étudier un éventuel effet de la vitesse de déformation sur le comportement mécanique de l'argile : 2,5 et 25 $\mu\text{m}/\text{min}$ (Tableau V-3), ce qui représente des vitesses de déformation axiale de l'ordre de 6.10^{-5} et $6.10^{-4} \text{ min}^{-1}$.

En fin d'essai, après la rupture de l'échantillon, une mesure de perméabilité sous gradient de pression est effectuée suivant la même procédure que pour l'argile de Boom. Pendant la mesure des débits transitant dans l'échantillon, la vitesse de déformation est réduite pour que l'état du matériau soit stable durant la mesure.

V.5. Présentation et analyses des résultats

V.5.1. Caractérisation de l'argile à Opalinus

Les essais de caractérisation de l'argile à Opalinus ont été réalisés, comme pour l'argile de Boom, à l'université de Rome (Italie). Les limites de consistance ou limites d'Atterberg, le poids spécifique et la granulométrie du matériau ont été mesurés. L'argile à Opalinus est à première vue plus raide et beaucoup moins humide que l'argile de Boom. Les échantillons ont une couleur grise et on distingue clairement en surface une alternance de lits blancs et étroits avec des couches grises argileuses plus épaisses.

V.5.1.1. Les limites d'Atterberg et analyse granulométrique

Les mesures ont été effectuées sur un seul échantillon. Les résultats présentés dans le Tableau V-4 montrent que les valeurs attendues sont cohérentes avec les résultats de la littérature. L'argile à Opalinus est nettement moins plastique que l'argile de Boom, elle sera donc moins ductile et moins déformable pour des états de contrainte équivalents. L'argile à Opalinus est une argile raide dans les conditions in situ et d'après le système de classification international des sols, elle appartient à la catégorie des argiles non organiques à faible plasticité (Figure V-9). Aucune analyse minéralogique de nos échantillons n'a été réalisée cependant nous savons que les carottes qui nous ont été fournies appartiennent au faciès argilo-schisteux.

Le poids spécifique de l'argile Opalinus a été évalué à $2.725 \text{ g}/\text{cm}^3$. La courbe granulométrique présentée en annexe ([annexe 5-2](#)) montre que la fraction de fines représente 75% et la fraction argileuse représente 30 %.

Référence	w_n (%)	Limite de liquidité (%)	Limite de plasticité (%)	Indice de plasticité	Indice de liquidité
BSE 1/3 2,24-2,8 m	7,09	38,85	22,64	16,21	-0,95

Tableau V-4: Teneur en eau et limites d'Atterberg pour l'argile à Opalinus.

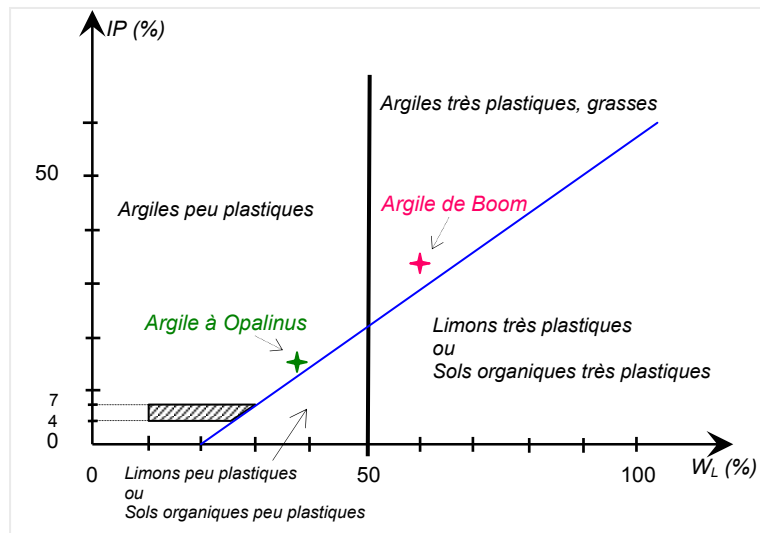


Figure V-9: Abaque de Casagrande.



Photo V-2: Echantillons d'argile à Opalinus avant les essais de compression triaxiale : observation de fissures et de zones arrachées.

V.5.1.2. Remarques sur l'état initial des échantillons

L'état de surface des échantillons en début d'essai n'était pas toujours satisfaisant. Les conditions de préparation et de stockage (carottage ou tour, variations de teneur en eau) endommagent le matériau. Les échantillons d'axe perpendiculaire au litage présentaient de fines fissures sur la surface externe. Pour certains échantillons ces fissures suivaient les lits

plus clair. Les échantillons réalisés parallèlement au litage présentaient un endommagement plus important avec un nombre supérieur de fissures. Parfois des morceaux d'argile se détachaient suivant des plans plus ou moins parallèles à la stratigraphie (Photo V-2).

V.5.1.3. Evolution de la teneur en eau

Un disque d'argile à Opalinus a été utilisé pour étudier l'évolution de sa teneur en eau dans le temps et obtenir des informations sur la cinétique de perte de masse d'eau. Ce test s'est avéré utile pour l'analyse des essais de compression uniaxiale pendant lesquels les échantillons étaient à l'air et non protégés de la désaturation. Le disque d'argile a été placé sur une balance (résolution de 0,01 g) dans la salle où sont réalisés les essais de compression uniaxiale. La température est contrôlée (salle climatisée) et est maintenue à 20°C ($\pm 1^\circ\text{C}$). En revanche, aucun contrôle de l'humidité ambiante n'est réalisé. La cinétique de perte de masse suit une loi de type exponentielle (Figure V-10). La perte de masse est importante dans les premières heures. Après 120 heures, la masse d'eau perdue est de 5,7 g pour une masse initiale de 117,56g. Sur la Figure V-10 ont été également représentées les courbes de perte de masse pour les échantillons OC04 et OC05. En effet ces échantillons ont été laissés à l'air libre pendant plusieurs heures avant d'être testés en compression simple.

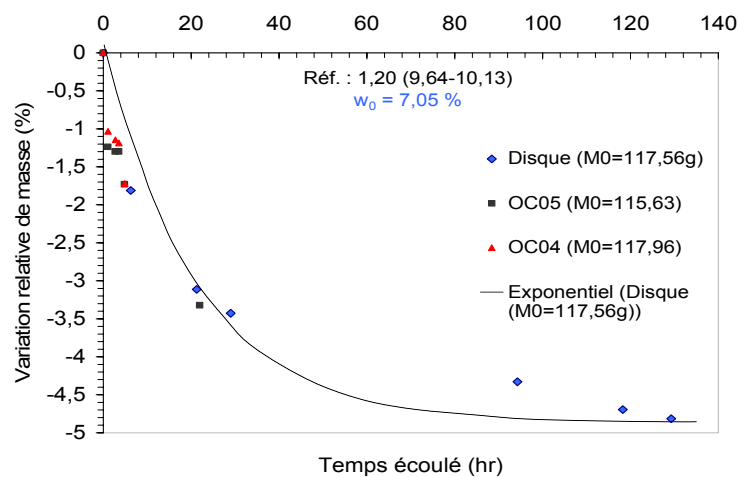


Figure V-10: Suivi de la perte de masse d'un disque d'argile à Opalinus ainsi que des échantillons OC04 et OC05 par évaporation d'eau à température ambiante (20°C).

L'objectif était d'observer une influence de la teneur en eau sur la résistance à la compression simple pour des échantillons d'axe perpendiculaire au litage. La teneur en eau à l'instant t est définie par la relation suivante :

$$w(t) = w_0 * \left(1 + \frac{\Delta M_{eau}(t)}{\rho_{eau} * V_0} \right) \quad (\text{Eq. V-1})$$

avec :

w_0 : teneur en eau initiale,

$\Delta M_{eau} = M(t) - M_0$: variation de masse (g) M_0 étant la masse initiale,

ρ_{eau} : masse volumique de l'eau (1 g/cm³),

V_0 : volume initial de l'échantillon (cm³).

Ainsi au début de la compression, les échantillons OC04 et OC05 ont une teneur en eau de 6,75 et 6,45 % respectivement. La cinétique de perte de masse dépend de la perméabilité et *Mainguy et al., 2001* montrent qu'il est possible de déterminer la perméabilité relative à l'eau liquide et la perméabilité intrinsèque à partir de l'analyse de cette cinétique pour des matériaux à très faible perméabilité. Toutefois, pour déterminer k , la méthode nécessite de connaître la courbe de rétention d'eau, c'est-à-dire la courbe exprimant la variation de la succion en fonction du degré de saturation. Cette donnée nous est manquante pour l'argile à Opalinus et nous n'avons pas cette information pour un matériau similaire.

V.5.2. Essais de compression uniaxiale

Les essais de compression uniaxiale ont été réalisés sur des échantillons d'axe perpendiculaire au litage. Les résultats de ces essais sont présentés dans le Tableau V-5 et la Figure V-11.

Les essais OC02 et OC03 ont été réalisés sur des échantillons ayant la même teneur en eau mais avec des vitesses de déformation différentes. L'essai OC03, réalisé à une très faible vitesse (3 µm/min), a duré une douzaine d'heures pendant lesquelles la teneur en eau de l'échantillon a diminué. D'après la courbe de perte de masse (Figure V-10), supposée être plus ou moins la même pour tous les échantillons, la teneur en eau en fin d'essai est probablement de l'ordre de 6,7%¹.

Pour tous les essais, la rupture a été fragile caractérisée par la formation de macrofractures ouvertes. Les courbes σ^1 - ε^1 sont données sur la Figure V-11.

¹ Une mesure sur l'échantillon fissuré a été faite mais seulement une demi journée après l'essai. Cette mesure a donné une valeur très faible de 3,85%, probablement parce que l'échantillon après rupture est très fissuré et que la dessiccation a été accélérée par l'augmentation des surfaces d'échange avec l'air ambiant.

Essais	Vitesse de dépl. ($\mu\text{m}/\text{min}$)	w (%) début compression	σ_{rupt}^1 (MPa)	$\varepsilon_{a \text{ rupt}}$	Module de Young $E_{\perp}$ (GPa)	w mesurée en fin d'essai %
OC02	300	6.9	15.24	0.005	3.2	-
OC03	3	7.05	29	~ 0.012	3	3.95
OC04	300	6.75	26	0.014	2.45	5.2
OC05	300	6.45	31	0.0165	2.5	3.85

Tableau V-5: Bilan des essais de compression uniaxiale sur des échantillons d'argile à Opalinus ($w_0 \approx 7\%$).

Des problèmes techniques de mesure, dont la saturation du capteur de force, sont à l'origine des perturbations visibles avant la rupture de l'échantillon OC03. Les courbes de comportement des échantillons (Figure V-11) présentent plusieurs phases. La première que nous avons choisi de représenter dans le domaine des déformations négatives représente une phase de mise en place de l'échantillon et du dispositif expérimental. La deuxième phase qui correspond au coude des courbes est associée à la fermeture des fissures préexistantes dans l'échantillon. Ce mécanisme est classique en mécanique des roches (*Paterson, 1978*). Dans la troisième phase, la contrainte axiale augmente linéairement en fonction de la déformation. Cette phase correspond certainement au domaine élastique du matériau. Dans la dernière phase le comportement n'est plus linéaire. Après les pics, la contrainte chute très rapidement.

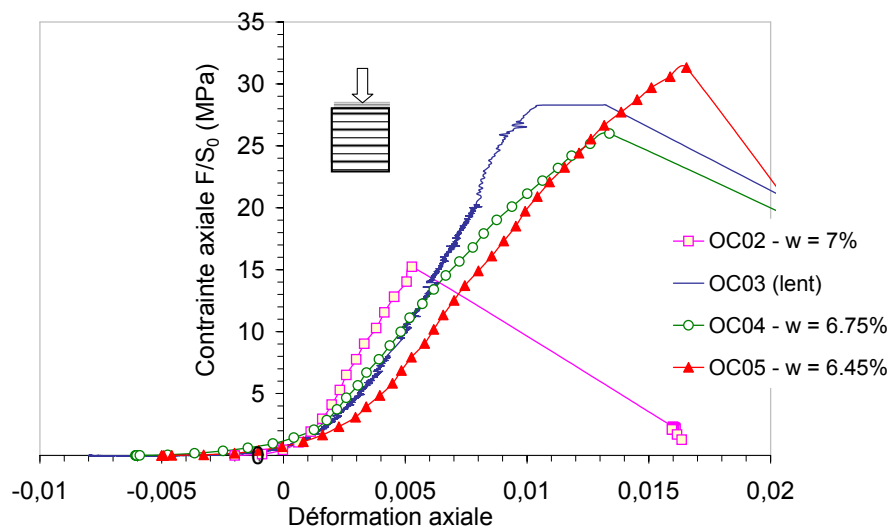


Figure V-11: Essais de compression uniaxiale sur l'argile à Opalinus. La direction de compression est perpendiculaire au litage.

Photo V-3: Echantillon OC02 après rupture (compression uniaxiale).

La résistance maximale de l'échantillon augmente quand la teneur en eau diminue (essais OC02, OC04 et OC05). La rigidité varie peu d'un essai à l'autre et la valeur moyenne est très faible comparée à celle indiquée dans la littérature. Cependant les mesures du déplacement axial pendant l'essai sont peut être influencées par des artefacts liés au dispositif de montage du LVDT et les déformations axiales sont peut-être donc surestimées (inférieures à 1,7% à la rupture). L'utilisation de jauges de déformation collées sur les éprouvettes auraient sans doute été préférable mais que nous n'avons pas pu mettre en œuvre pour cette série d'essais.

Enfin, si l'on compare nos résultats à ceux de *Martin et Lanyon, 2003* obtenus sur des échantillons d'axe parallèle à la stratigraphie, il ressort que quelle que soit la teneur en eau initiale, la résistance à la compression simple est plus élevée dans la direction perpendiculaire au litage que dans la direction parallèle (Figure V-12).

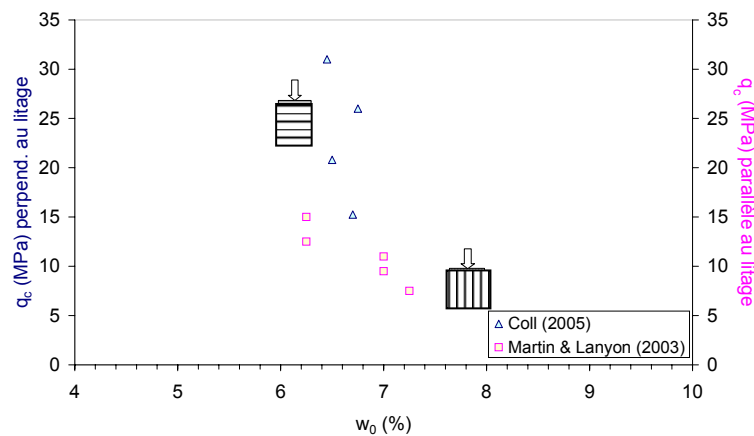


Figure V-12: Variation de la résistance à la compression simple q_c en fonction de la teneur en eau pour deux orientations des échantillons.

V.5.3. Essais de compression triaxiale

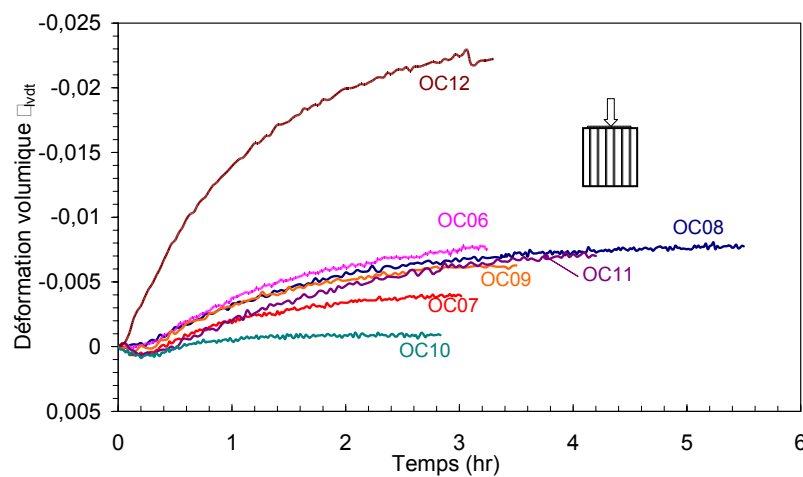
V.5.3.1. Remise sous contrainte

Suivant la procédure décrite au paragraphe V.4.3.2 les échantillons d'argile ont été consolidé sous une contrainte effective apparente. Cette étape, beaucoup trop courte pour permettre la consolidation complète des échantillons, permet avant tout de saturer les circuits de pression de fluide.

Les déformations volumiques ε_{lvdt} enregistrées pendant cette étape sont présentées à la Figure V-13. La déformation volumique ε_{fi} déduite des variations de volume dans les générateurs de pression interstitielle est en bon accord avec ε_{lvdt} . Au contact avec l'eau synthétique les échantillons ont tendance à gonfler comme cela a déjà été observé par

Harrington et al., 2001. Le gonflement observé reste cependant modéré (< 1%) excepté pour l'essai OC12 pour lequel la pression de cellule est la plus faible (2,6 MPa). Les déformations volumiques se stabilisent rapidement notamment pour l'essai OC10.

Enfin, on peut remarquer qu'à la fin de cette phase les échantillons ont une teneur en eau et une porosité qui ont augmenté.



Essais	p'_{c0} (MPa)
$u = 2,2$ MPa	
OC06	2.3
OC07	2.3
OC08	2.3
OC09	2.3
OC10	2.3
OC11	5
OC12	0.4

Figure V-13: Comportement volumique de l'argile à Opalinus sous contrainte apparente isotrope.

V.5.3.2. Cisaillement

Pour chaque essai, les courbes suivantes sont présentées en annexe ([annexe 5-3](#)) :

- ✱ Déviateur - déformation axiale externe ($\epsilon^1_{\text{externe}}$) et interne ($\epsilon^1_{\text{interne}}$),
- ✱ Déviateur – déformations radiales pour les deux directions ($\epsilon^1_{\text{radial}}$ et $\epsilon^2_{\text{radial}}$),
- ✱ Déformations axiales - Temps
- ✱ Déformations radiales – Temps
- ✱ Déformation volumique – déformation axiale (cas des essais drainés)
- ✱ Variations de pression interstitielle – déformation axiale (cas des essais non drainés).

Le Tableau V-6 est un rappel des caractéristiques de la phase de compression déviatoire pour chacun des essais. Certains essais sont non drainés et dans ce cas nous présentons

les variations de pressions interstitielles mesurées aux extrémités de l'échantillon. Les autres essais sont à drainage ouvert et alors des variations de volume sont observées. Pour les deux conditions de drainage, deux vitesses de sollicitation en déplacement ont été utilisées : 2,5 et 25 $\mu\text{m}/\text{min}$ (soit une vitesse de déformation de $6,25 \cdot 10^{-5} \cdot \text{min}^{-1}$ et $6,25 \cdot 10^{-4} \cdot \text{min}^{-1}$ respectivement).

Comme pour l'argile de Boom, la déformation axiale des échantillons dépend de la méthode de mesure. A l'exception des essais OC06 et OC08, la déformation axiale externe n'est pas cohérente avec la déformation axiale interne. Pour être en accord avec le chapitre précédent, nous présenterons des résultats en fonction de la déformation axiale externe, $\varepsilon_{\text{externe}}^1$, c'est-à-dire celle déduite du déplacement du piston axial, parès correction pour tenir compte de la déformation de la cellule de confinement.

Quelles que soient les conditions d'essai (drainage, vitesse et p'_{c0} , Tableau V-6), le comportement de l'argile à Opalinus est fragile-radoucissant avec formation de nombreuses fissures (Figure V-14 et Figure V-15). La déformation axiale à la rupture varie entre 0,48% et 0,75% et le déviateur de contrainte maximal est compris entre 5 et 17 MPa en fonction de p'_{c0} .

Essais	p'_{c0} (MPa)	v ($\mu\text{m}/\text{min}$)	drainage
$u = 2,2 \text{ MPa}$			
OC06	2.3	25	nd
OC07	2.3	25	d
OC08	2.3	2.5	d
OC09	2.3	2.5	nd
OC10	2.3	25	nd
OC11	5	2.5	nd
OC12	0.4	2.5	nd

Tableau V-6: Rappel des caractéristiques de la compression déviatoire des échantillons d'argile à Opalinus (nd = non drainé, d = drainage ouvert).

V.5.3.2.1 Cas des essais non drainés

- ✱ Comportement pour une vitesse de sollicitation de 2,5 $\mu\text{m}/\text{min}$

Les essais OC09 ($p'_{c0} = 2,3 \text{ MPa}$), OC11 ($p'_{c0} = 5 \text{ MPa}$) et OC12 ($p'_{c0} = 0,4 \text{ MPa}$) permettent d'observer le comportement de l'argile à Opalinus en fonction de la pression effective

apparente. En condition non drainée, l'argile à Opalinus est d'autant plus rigide et résistante que p'_{c0} est élevée.

La tendance à contracter mise en évidence par une augmentation de la pression interstitielle est également d'autant plus importante que le confinement est élevé. Notons que la variation de pression interstitielle en tête des échantillons est identique à celle en pied jusqu'à la rupture. Aussi nous ne présentons sur la Figure V-14 que la réponse en pied d'échantillon. La montée de la pression interstitielle ralentie à l'approche de la rupture correspondant sans doute au début de localisation de la déformation avant le pic du déviateur des contraintes. La pression interstitielle chute à partir du pic.

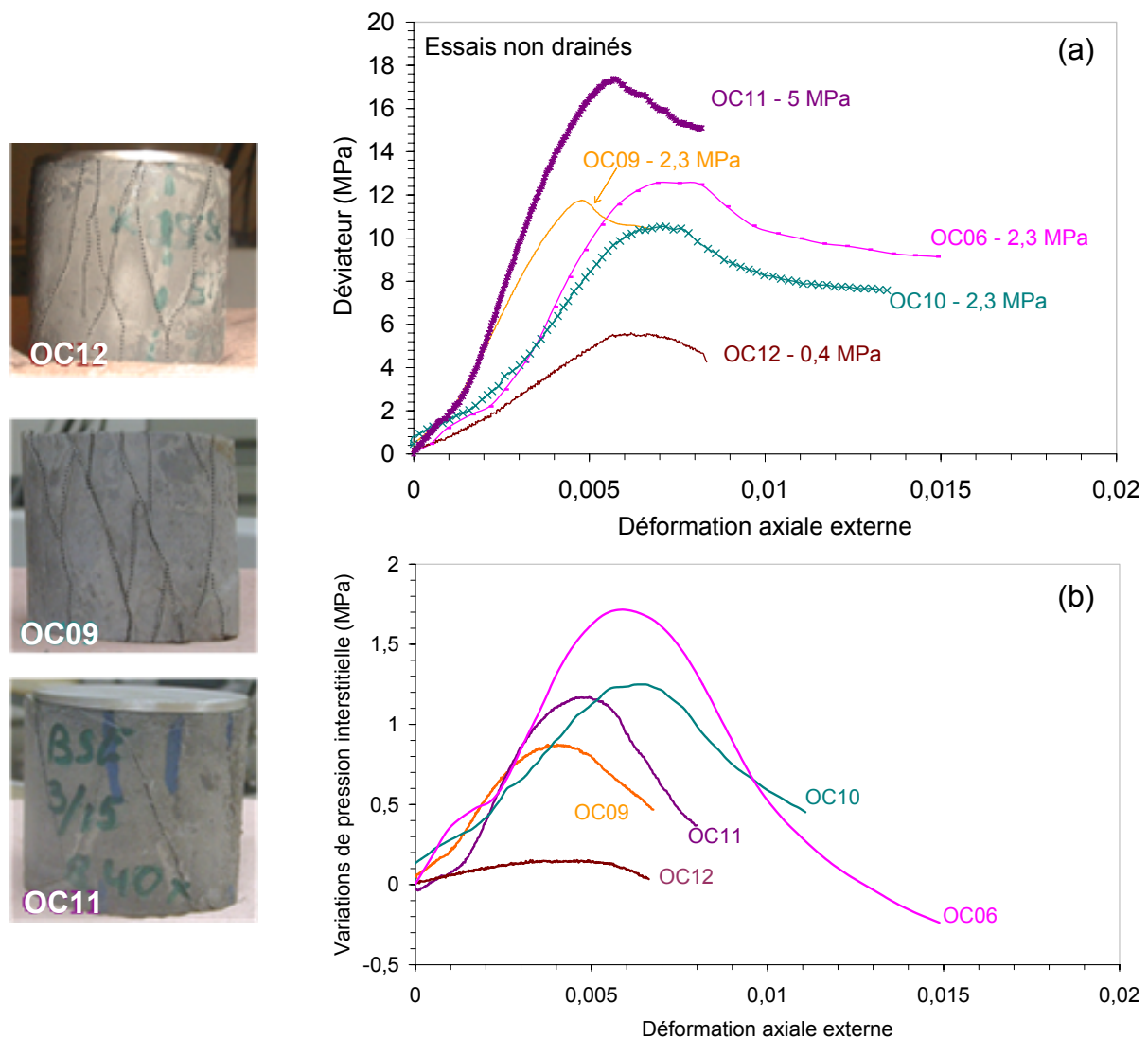


Figure V-14: Déviateur (a) et excès de pression de pore (b) en fonction de la déformation axiale externe pour des essais de compression déviatoire non drainés sur l'argile à Opalinus. A gauche : photos représentant trois échantillons après rupture.

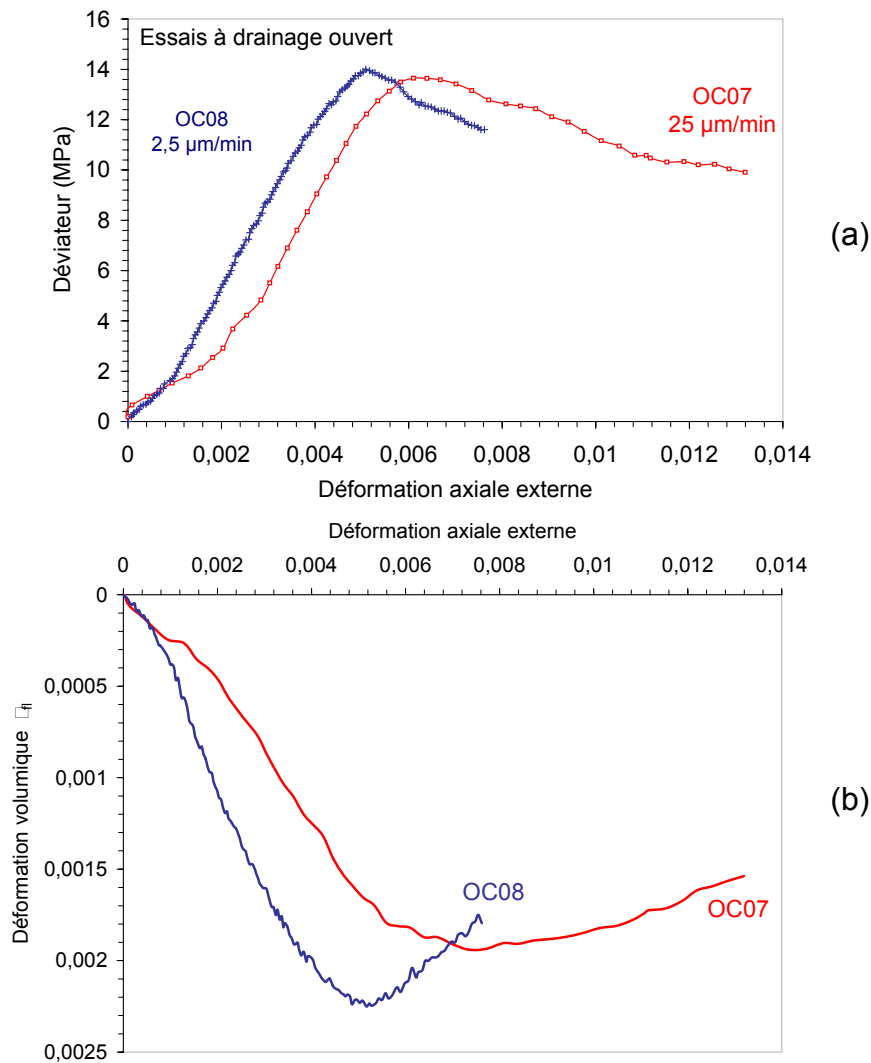


Figure V-15: Déviateur (a) et déformation volumique (b) en fonction de la déformation axiale pour les essais de compression déviatoire à drainage ouvert sur l'argile à Opalinus.

Les photos présentées (Figure V-14) montrent que les échantillons OC09 et OC12 présentent de nombreuses fissures quasi parallèles à la direction de contrainte principale majeure, c'est-à-dire parallèles au litage. L'échantillon OC11 reconsolidé à une contrainte plus élevée (5 MPa) présente moins de fissures. L'ensemble des fissures n'a été correctement observable qu'après un certain temps de séchage des échantillons en fin d'essai.

Sur la Figure V-16 sont représentés en trait plein les chemins de réponse en contrainte effective des échantillons OC09, OC10, OC11 et OC12. La pression interstitielle considérée est la moyenne entre la pression mesurée en tête d'échantillon et celle mesurée en pied. Le chemin drainé est représenté par un trait discontinu. Le lieu des pics est matérialisé par la droite intrinsèque de pente M égale à 1,46 et d'ordonnée à l'origine égale à 2,4 MPa. De ces

deux valeurs on déduit une valeur de l'angle de frottement de 36° et une cohésion effective de 1,2 MPa. La valeur de l'angle de frottement calculé est curieusement très élevée et très supérieure à la valeur attendue (de l'ordre de 25°). La cohésion est quant à elle un peu faible.

✱ Comportement pour une vitesse de sollicitation de 25 $\mu\text{m}/\text{min}$

Les échantillons OC06 et OC10 testés suivant les mêmes conditions d'essais ont un comportement similaire mais pas identique. Ces échantillons qui ont été sollicités à grande vitesse ont une déformation à la rupture plus importante que les échantillons sollicités à petite vitesse et les surpressions interstitielles développées sont naturellement plus importantes.

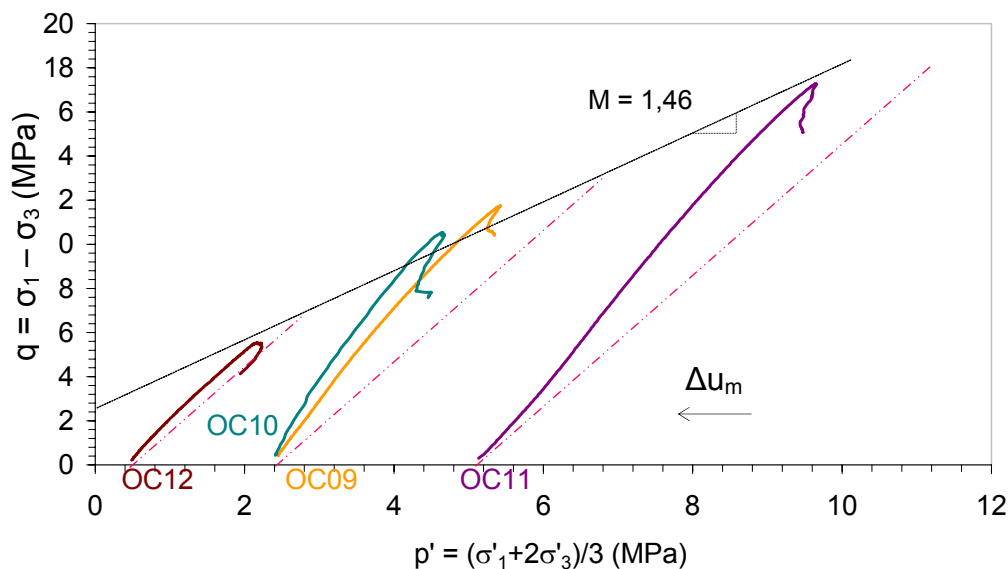


Figure V-16: Chemins de réponse en contrainte effective des essais réalisés en condition non drainée et avec mesure de pression interstitielle.

V.5.3.2.2 Cas des essais à drainage ouvert

Deux essais sont présentés à la Figure V-15 pour deux vitesses de sollicitation. Pour ces deux essais les déformations volumiques mesurées sont présentées.

L'influence de la vitesse de sollicitation, pour ces deux essais, n'est pas très marquée sur la réponse en contrainte des échantillons. Les comportements diffèrent aux petites déformations (inférieures à 0.002) puis sont très similaires dans la partie linéaire. La résistance maximale est très légèrement inférieure pour l'échantillon sollicité à grande vitesse sans que cela ne semble significatif.

Les déformations volumiques sont d'abord contractantes puis dilatantes à partir du pic. Comme pour les essais non drainés, le taux de contractance diminue à l'approche du pic du déviateur.

V.5.4. Perméabilité de l'argile à Opalinus

La très faible porosité de l'argile à Opalinus ne nous permet pas de mesurer une perméabilité intacte des échantillons même au moyen d'une méthode de pulse qui nécessiterait l'attente préalable de l'homogénéisation de la pression interstitielle. Il est montré que les éléments en solution dans l'eau interstitielle se déplacent essentiellement par diffusion. Les mouvements d'eau peuvent en revanche avoir lieu dans des zones plus perméables comme les fissures. Aussi, il est intéressant d'étudier la perméabilité de la roche fissurée. Des mesures de perméabilité ont donc été uniquement effectuées après la rupture des échantillons.

✱ Essais OC09 ($p'_{c0} = 2,3$ MPa)

Deux mesures ont été réalisées après la rupture de l'échantillon OC09. Pour un gradient de pression de pore de 0,6 MPa, et pour une déformation axiale comprise entre 4,5 et 6% entre le début et la fin de la mesure (Figure V-17), une première mesure a permis d'obtenir une valeur de perméabilité de l'ordre de $1,5 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$. Le gradient de pression est très élevé comparé à la valeur de la pression effective imposée aux extrémités de l'échantillon. Le choix de l'amplitude du gradient se justifie par le fait que nous ne pensions pas que la perméabilité de l'échantillon soit mesurable même après rupture. Compte tenu du résultat une deuxième mesure, a été réalisée avec un gradient plus faible égal à 0,2 MPa. Cette mesure a été faite à déformation constante et a donné une valeur de $1,8 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$.

✱ Essai OC12 ($p'_{c0} = 0,4$ MPa)

Plusieurs cycles de mesure de perméabilité avec inversion du sens d'écoulement ont été réalisés après la rupture de l'échantillon OC12 (Figure V-18). Pendant les mesures, la déformation axiale n'est pas stoppée mais la vitesse de sollicitation est réduite par un facteur 5 de sorte que les incréments de déformations soient faibles. Celle-ci est comprise entre 8,4 % et 2%. La succession de cycles met en évidence une très forte perméabilité comprise entre $9 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ et $1,08 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$. La tendance générale des variations de volume entrant et sortant en tête et pied de l'échantillon est à l'augmentation, ce qui signifie que globalement les générateurs de pression fournissent un débit de fluide supplémentaire à celui lié au gradient de pression de pore. Cette quantité de fluide est soit perdue sous forme de fuite,

soit impliquée dans le gonflement macroscopique de l'échantillon qui est par ailleurs observé.

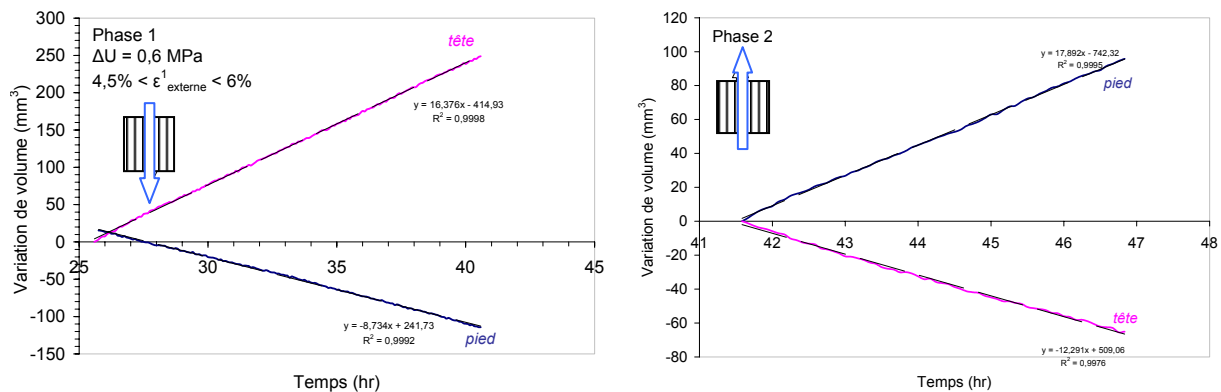


Figure V-17: Mesure de perméabilité après la rupture de l'échantillon OC09.

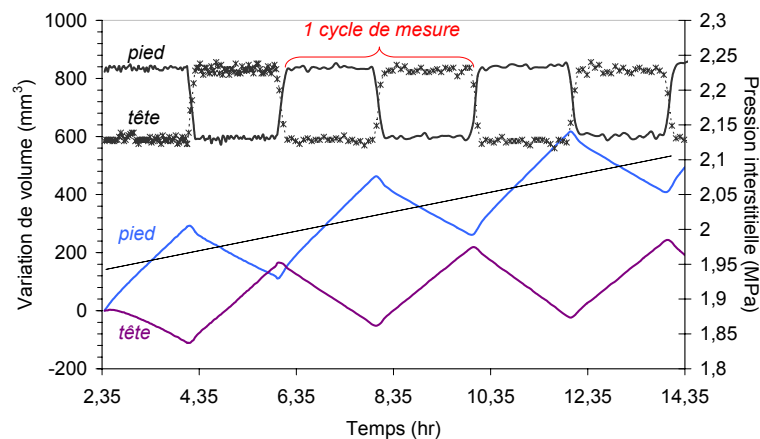


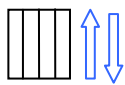
Figure V-18: Mesures de perméabilité de l'échantillon OC12 : plusieurs cycles de gradient.

✱ Bilan

Nous avons vu au paragraphe V.1.2.5.2 que la perméabilité de l'argile à Opalinus est peu anisotrope. La valeur de la perméabilité intacte parallèle au litage n'a pas été à notre connaissance mesurée. Aussi nous considérerons que cette valeur est similaire à celles obtenues pour d'autres directions de flux (Tableau V-2). Par ailleurs les valeurs connues ont été mesurées sous des pressions de confinement comprises entre 4 et 6 MPa et des pressions de pore inconnues excepté pour *Harrington et al., 2001* qui imposent une contre pression de 1 MPa. Nous faisons l'hypothèse que, pour une faible valeur de la pression de confinement ($p_{c0} = 2,6$ MPa, $u = 2,2$ MPa), la perméabilité intacte des échantillons est peu différente de celle mesurée à plus fort confinement. Ainsi, la perméabilité d'un échantillon fissuré augmente de 3 à 4 ordres de grandeur par rapport à la valeur intacte admise (environ

1.10^{-20} m^2). Pour une valeur de p_{c0} plus élevé (4,5 MPa) cette augmentation est au mieux d'un ordre de grandeur.

La perméabilité de la matrice argileuse est très certainement inchangée et la perméabilité mesurée est celle des fissures. Alors, comme cela est démontré en mécanique des roches, la perméabilité dépend de la géométrie des fissures (ouverture) et de leur orientation. A fort confinement, le nombre de fissures par échantillon est moins important qu'à faible confinement et par ailleurs l'ouverture de ces fissures est d'autant plus faible que la pression isotrope existante est élevée. Ceci explique la tendance observée sur les résultats sur l'argile à Opalinus.



Essai	p'_{c0} (MPa)	$k_0^{(1)}$ (m^2)	$k_{\text{après rupture}}$ (m^2)
OC12	0.4	?	$9.10^{-17} - 1,08.10^{-16}$
OC09	2.3	5.10^{-20}	$1,8.10^{-19}$

Tableau V-7: Variation de la perméabilité de l'argile à Opalinus due à la fissuration développée pendant une compression déviatoire. La direction du flux est parallèle au litage (⁽¹⁾Bock, 2001).

V.6. Conclusions

L'étude bibliographique et nos essais de caractérisation ont permis de confirmer que l'argile à Opalinus est une roche argileuse peu plastique, peu sujette au gonflement dont les pores de taille très petite ne permettent pas d'écoulement de fluide. Les propriétés mécaniques dépendent de la présence de plans d'anisotropie, de la teneur en eau et de la contrainte moyenne.

Des essais de compression uniaxiale et de compression triaxiale axisymétrique non drainés ont été réalisés. Les diverses procédures ont été décrites et la notion de drainage dans ce matériau a été discutée. Pour les essais de compressions triaxiales les échantillons n'ont pas été consolidés mais sont restés cependant quelques heures en contact avec du fluide synthétique sous pression (2,2 MPa).

La résistance mécanique de la roche augmente lorsque la teneur en eau diminue et que l'échantillon se désature. Ceci a été mis en évidence par une série d'essais de compression simple qui montrent que la résistance à la compression simple perpendiculaire au litage croît quand l'échantillon est exposé à l'air libre avant de commencer un essai.

Le comportement mécanique observé pour les niveaux de contrainte apparente considérés (0,4, 2,3 et 5 MPa) est fragile radoucissant. La rupture des échantillons s'accompagne de la

formation de nombreuses fissures subparallèle au litage et à la direction de compression. La résistance au cisaillement non drainée et la rigidité sont d'autant plus élevées que la contrainte moyenne est grande. Le degré de fissuration et l'inclinaison des fissures sont plus faibles à fort confinement.

Les mesures de perméabilité réalisées après la rupture des échantillons ont montré que des débits importants pouvaient se développer dans l'espace interconnecté des fissures. L'augmentation de la perméabilité semble dépendre de la contrainte appliquée qui influence l'ouverture des fissures.

CONCLUSIONS & PERSPECTIVES

L'enfouissement des déchets radioactifs à grande profondeur dans les couches géologiques est envisagé par la plupart des nations utilisant l'énergie nucléaire. La connaissance du comportement de la formation géologique choisie est devenue une nécessité absolue. En effet, il faut, en premier lieu, excaver une structure souterraine dans des conditions de sécurité suffisantes (stabilité des puits et des excavations). D'autre part, il est impératif d'apprécier la capacité de la formation hôte en tant que barrière naturelle aux éléments radioactifs. Cette maîtrise passe par la connaissance approfondie de son comportement hydromécanique. L'argile de Boom et l'argile à Opalinus sont deux formations argileuses profondes susceptibles d'accueillir, dans le futur, une structure de stockage. A ce titre, elles font l'objet de nombreuses études notamment dans le cadre du projet européen *SELFRACT* dans lequel notre étude s'intègre.

Afin d'étudier le comportement hydromécanique de l'argile de Boom et de l'argile à Opalinus, nous avons mené à bien une longue et difficile campagne expérimentale consistant à étudier le comportement mécanique et l'influence de la fracturation sur la perméabilité de ces matériaux au moyen d'essais triaxiaux. L'étude a nécessité l'amélioration et le développement d'un dispositif expérimental (installation triaxiale pour les roches tendres). De nombreuses procédures ont été par ailleurs mises au point compte tenu de la spécificité de ces roches argileuses. Une procédure originale de mesure de la perméabilité a notamment été établie. Outre les résultats scientifiques, notre étude a mis en évidence les nombreuses difficultés expérimentales liées aux très faibles perméabilités de ces matériaux et la nécessité de systématiser les procédures.

Une étude bibliographique générale des roches argileuses a montré qu'il s'agissait d'une catégorie particulière de géomatériaux aux comportements complexes. Deux principales familles existent : les matériaux de type sols comme l'argile de Boom et les matériaux de type roche comme l'argile à Opalinus. Le comportement des roches argileuses est caractéristique de par leur histoire (histoire des contraintes, cimentation), de par leur minéralogie leur conférant entre autre une aptitude au gonflement plus ou moins importante, de par leur très faible perméabilité et d'une manière générale de par la présence d'interactions physico-chimiques fortes entre le fluide et les particules solides.

L'étude expérimentale sur l'argile de Boom (chapitre 3 et chapitre 4) a montré que le matériau est une roche argileuse très plastique, peu rigide et ayant une très faible perméabilité malgré une porosité relativement élevée (36%). Il est important de retenir que le comportement hydromécanique de cette argile se caractérise par des interactions

spécifiques entre le fluide interstitiel et le solide. En effet, de par sa composition minéralogique, l'argile de Boom est susceptible d'adsorber une très grande quantité d'eau même lorsque le fluide mis en contact a une composition chimique proche de celui présent dans les pores à l'état *in situ*. Par ailleurs, l'augmentation de la teneur en eau induit une déstructuration qui réduit la résistance mécanique et qui induit un comportement plus ductile. La rupture peut être diffuse ou localisée et dans ce cas, de très fines bandes de cisaillement sont observées. Les résultats montrent enfin que la perméabilité de l'argile décroît quand la contrainte isotrope augmente et n'évolue pas significativement avec la contrainte déviatoire.

Le chapitre 5 a permis d'explorer les caractéristiques du comportement de l'argile à Opalinus. Celles-ci sont significativement différentes de l'argile de Boom. L'argile à Opalinus est une roche argileuse à très faible teneur en eau, très rigide et dont la matrice poreuse a une extrêmement faible perméabilité. Nous avons pu constater l'influence de la désaturation sur la résistance mécanique qui croît quand la teneur en eau décroît. La fracturation développée par l'augmentation du déviateur des contraintes induit à faible contrainte moyenne une augmentation importante de la perméabilité globale du matériau, les écoulements ayant lieu dans les fissures connectées. Ainsi l'argile à Opalinus peut être représentée par un modèle poreux à double échelle : l'échelle des pores de la matrice quasi imperméable et l'échelle macroscopique des fissures.

La démarche expérimentale construite et suivie a permis de montrer que la perméabilité de l'argile de Boom est à priori peu sensible à l'endommagement créé par une contrainte déviatoire et que la perméabilité de l'argile à Opalinus est au contraire très sensible à la fracturation.

A court terme, des essais supplémentaires pour confirmer et compléter les connaissances acquises sont souhaitables. Différents chemins de contrainte peuvent être exploités. En ce qui concerne l'argile à Opalinus, des mesures de perméabilité sur des échantillons plus petits permettraient certainement d'obtenir des données fiables et indispensables à l'étude de ce matériau et ceci avec des temps de mesure plus adaptés aux travaux en laboratoire.

En ce qui concerne l'argile de Boom, il nous semble important de mettre en œuvre des études microscopiques avec des outils et des méthodes spécifiques pour étudier à l'échelle de la microstructure les processus physico-chimiques à l'origine du gonflement macroscopique et les mécanismes d'évolution de la porosité qui déterminent la perméabilité du milieu. Une étude microscopique serait par ailleurs un moyen très performant pour étudier et comprendre les mécanismes de formation et d'évolution des fissures. D'autre part, compte tenu de la forte plasticité de l'argile de Boom, il nous semble indispensable d'en étudier le comportement viscoplastique par des essais en laboratoire (essais de fluage, étude de l'influence de la vitesse de déformation) complétés d'une étude numérique.

Les essais doivent être, naturellement, complétés d'une modélisation numérique. Des premiers travaux ont déjà été effectués dans ce sens. Ces travaux numériques n'ont pas été présentés dans ce mémoire, l'étude expérimentale étant déjà très importante. L'avancement de l'excavation de la nouvelle galerie du site de Mol, a été modélisée à l'aide du code éléments finis *Lagamine*. La loi de comportement utilisée pour l'argile de Boom est une loi hypoplastique (*CLoE*) préalablement calibrée à partir de nos expériences. Les premiers résultats ont permis d'observer les variations de pressions interstitielles autour de la galerie et particulièrement à l'arrière du front d'excavation ainsi que les zones où un critère de bifurcation en bande de localisation est atteint présumant des futurs plans de rupture de l'argile.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Alonso E.E., Gens A. and Josa A.A., 1990, *A constitutive model for partly saturated soil*, Géotechnique, Vol. 40 (3), pp 405-430.
- [2] Al-Tabbaa A. and Wood D.M., 1987, *Some measurements of the permeability of kaolin*, Géotechnique, Vol. 37 (4), pp 499-503.
- [3] Azeemuddin M., Roegiers J.C., Suri P., Zaman M. and Kukreti A.R., 1995, *Stress-dependant permeability measurements of rocks in a triaxial cell*, 35th U.S. symp. Rock Mech., Schultz J. J. K. D. A. R. A. (eds), Vol., pp 645-650.
- [4] Baldi G., Hueckel T., Peano A. and Pellegrini R., 1991, *Developments in modelling of thermo-hydro-geomechanical behaviour of Boom Clay and clay-based buffer materials*, ISMES, Final report, EUR 13365/1, 134 p.
- [5] Bérest P., Billiaux D., Boulon M., Cornet F., David C., Duffaut P., Durville J.-L., Gentier S., Giraud A., Ghoreychi M., Henry J.P., Homand F., Kondo D., Londe P., Pellet F., J.P. P., Sarda J.P., Shao J.-F. and Souley M., 2000, *Manuel de mécanique des roches, Tome 1: Fondements*, 265 p.
- [6] Bernier F., Volckaert G., Alonso E. and Villar M., 1997, *Suction-controlled experiments on Boom Clay*, Engineering geology, Vol. 47, pp 325-338.
- [7] Bésuelle P., 1999, *Déformation et rupture dans les roches tendres et les sols indurés: comportement homogène et localisation*, Thèse de Doctorat, Université de Grenoble I, 370 p.
- [8] Bésuelle P., Desrues J. and Raynaud S., 2000, *Experimental characterisation of the localisation phenomenon inside a Vosges sandstone in a triaxial cell*, Int. J. Rock Mech. Min Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 37, pp 1223-1237.
- [9] Biot M.A., 1941, *General theory of three-dimensional consolidation (reprinted)*, Journal of Applied Physics, Vol. 12 (2), pp 155-164.
- [10] Biot M.A., 1973, *Nonlinear and semilinear rheology of porous solids*, J. Geophys. Res., Vol. 78 (23), pp 4924-4937.
- [11] Bishop A.W., 1976, *The influence of system compressibility of the observed pore pressure response to an undrained change in stress in saturated rock - Technical note*, Géotechnique, Vol. 26 (2), pp 371-375.
- [12] Bishop A.W., Webb D.L. and Lewin P.I., 1965, *Undisturbed samples of London clay from the Ashford common shaft; strength-effective stress relationships*, Géotechnique, Vol. 15 (1), pp 1-31.
- [13] Bjerrum L., 1967, *Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales*, 3rd Terzaghi Lecture, Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division, Proceedings of ASCE, Vol. 93 (SM5), pp 3-49.

- [14] Blumling P., Bauer-Plaindoux C., Mayor J.C.A.H.J. and Fukaya M., 2000, *Geomechanical investigations at the under ground rock laboratory Mont terri*, Hydromechanical and thermomechanical behaviour of deep argillaceous rock: theory and experiments, Paris, *Hoteit N.et al.* (eds), Balkema, Vol., pp 295.
- [15] Bock H., 1999, *Mont-Terri Project: Technical report - Rock mechanics analyses and synthesis: data report on rock mechanics*, Service hydrologique et géologique national Suisse, Rapport géologique n°23, 2000-02, 52 p.
- [16] Bock H., 2001, *Mont-Terri Project: Technical report - Rock mechanics analyses and synthesis: data report on rock mechanics*, 2000-02, 52 p.
- [17] Boidy E., 2002, *Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines*, Thèse de Doctorat, Université de Grenoble I, 315 p.
- [18] Boidy E., 2002, *Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines*, Thèse de doctorat, Université de Grenoble I, 315 p.
- [19] Boisson J.-Y., Bertrand L., Heitz J.-F. and Moreau-Le Golvan Y., 2001, *In situ and laboratory investigations of fluid flow through an argillaceous formation at different scales of space and time*, Tournemire tunnel, southern France, Hydrogeology Journal, Vol. 9, pp 108-123.
- [20] Bossart P., Meier P.M., Moeri A., Trick T. and Mayor J.C., 2002, *Geological and hydraulic characterisation of the excavation disturbed zone in the Opalinus Clay of the Mont-Terri Rock Laboratory*, Engineering Geology, Vol. 66, pp 19-38.
- [21] Botts M.E., 1986, *The effect of slaking on the engineering behavior of clay shales*, PhD. Thesis, University of Colorado, 220 p.
- [22] Bourgeat A. and Kern (Eds) M., 2004, Computational Geosciences: Special Issue on Simulation of Transport around a Nuclear Waste Disposal Site: The COUPLEX Test Cases, Vol. 8 (2).
- [23] Brace W.F., 1980, *Permeability of crystalline and argillaceous rocks*, INT. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 17, pp 241-251.
- [24] Brace W.F., Walsh J.B. and Frangos W.T., 1968, *Permeability of granite under high pressure*, Journal of Geophysical Research, Vol. 73 (6), pp 2225-2236.
- [25] Burland J.B., 1990, *On the compressibility and shear strength of natural clays*, Geotechnique, Vol. 40 (3), pp 329-378.
- [26] Burland J.B., Rampello S., Georgiannou V.N. and Calabresi G., 1996, *A laboratory study of the strength of four stiff clays*, Géotechnique, Vol. 46 (3), pp 491-514.
- [27] Chapuis R.P. and Aubertin M., 2003, *On the use of the Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 40, pp 616-628.
- [28] Charlier R., 1987, *Approche unifiée de quelques problèmes non linéaires de mécanique des milieux continus par la méthode des éléments finis*, PhD. Thesis, Université de Liège, p.

- [29] Clayton C.R.I. and Serratrice J.F., 1993, *General report session 2 : the mechanical properties and behaviour of hard soils and soft rocks*, Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks, Athen, Anagnostopoulos (eds), Balkema, Rotterdam, Vol. 3, pp 1839-1877.
- [30] Coop M.R., Atkinson J.H. and Taylor R.N., 1995, *Strength and stiffness of structured and unstructured soils*, Proc. of XI European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Copenhagen (eds), Vol. 1, pp 155-162.
- [31] Coop M.R., Atkinson J.H. and Taylor R.N., 1995, *Strength and stiffness of structured and unstructured soils*, Proc. of the XI European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Copenhagen (eds), Vol. 1, pp 155-162.
- [32] Coste F., 1999, *Couplage entre la perméabilité et l'endommagement dans les matériaux des sites du Gard, de l'Est et de la Vienne*, ANDRA, B RP 0.G.3S 1999-004\A, 36 p.
- [33] Coste F., Bounenni A., Chanchole S. and Su K., 2000, *A method for measuring mechanical, hydraulic and hydromechanical properties during damaging in materials with low permeability*, Proc. of the Int. Workshop on Geomechanics : Hydromechanical and Thermohydromechanical Behaviour of Deep Argillaceous Rock - Theory and Experiments, Paris, Hoteit N. et al. (eds), Balkema, Vol., pp 109-116.
- [34] Coussy O., 1991, *Mécanique des milieux poreux*, 437 p.
- [35] Coussy O., 2004, *Poromechanics*, J. Wiley & Sons, Ltd, 298 p.
- [36] Coussy O., Baroghel-Bouny V., Dangla P. and Mainguy M., 2001, *Evaluation de la perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le séchage*, Revue Française de Génie Civil, sous la direction de Baroghel-Bouny V., (eds), Vol 5, pp 269-284.
- [37] Croisé J., Schlickenrieder L., Marschall P., Boisson J.-Y., Vogel P. and Yamamoto S., 2004, *Hydrogeological investigations in a low permeability claystone formation: the Mont-Terri Rock Laboratory*, Physics and Chemistry of the Earth, Vol. 29, pp 3-15.
- [38] Cui Y.J., Yahia-Aissa M. and Delage P., 2002, *A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays*, Engineering geology, Vol. 64, pp 233-250.
- [39] Deen R.C., 1981, *The need for a schema for the classification of transitional (shale) materials*, Geotechnical Testing Journal, Vol. 4 (1), pp 3-10.
- [40] Dehandschutter B., Vandycke S., Sintubin M., Vandenberghe N., Gaviglio P., Sizun J.-P. and Wouters L., 2004, *Microfabric of fractured Boom Clay at depth: a case study of brittle-ductile transitional clay behaviour*, Applied Clay Science, Vol. 26, pp 389-401.
- [41] Delage P., 2001, *Experimental techniques used in the investigation of coupled THMC behaviour of geomaterials*, Revue française de génie civil : Environmental Geomechanics, Charlier R. and Gens A. (eds), Vol 5 (n°6), pp 777-796.
- [42] Delage P., Audiguier M., Cui Y.-U. and Howat M.D., 1996, *Microstructure of compacted silt*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, pp 150-158.

- [43] Delage P. and Lefebvre G., 1984, *Study of the structure of a sensitive Champain clay and its evolution during consolidation*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 21, pp 21-35.
- [44] Delage P., Sultan N. and Cui Y.J., 2000, *On the thermal consolidation of Boom clay*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, pp 343-354.
- [45] Demarche M. and Bernier F., 2002, *The extension of the URF Hades : demonstration of the feasibility of industrial excavation in deep clay layers*, Clays in natural and engineered barriers for radioactive waste confinement (ANDRA), Reims (eds), Vol. Abstracts, pp 61-62.
- [46] Desrues J. and Viggiani G., 2004, *Strain localization in sand: an overview of the experimental results obtained in Grenoble using stereophotogrammetry*, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., Vol. 28, pp 279-321.
- [47] Dewhurst D.N. and Aplin A.C., 1998, *Compaction-driven evolution of porosity and permeability in natural mudstones: an experimental study*, Journal of Geophysical Research, Vol. 103 (n°B1), pp 651-661.
- [48] Dewhurst D.N., Brown K.M., Clennell M.B. and Westbrook G.K., 1996, *A comparison of the fabric and permeability anisotropy of consolidated and sheared silty clay*, Engineering geology, Vol. 42, pp 253-264.
- [49] Di Maio C., 2004b, *Consolidation, swelling and swelling pressure induced by exposure of clay soils to fluids different from the pore fluid.*, Chemo-mechanical couplings in porous media Geomechanics and Biomechanics, Springer-Verlag (eds), pp 19-43.
- [50] Di Maio C., 2004c, *Shear strength of clays and clayey soils: the influence of pore fluid composition*, Chemo-mechanical couplings in porous media Geomechanics and Biomechanics, Springer-Verlag (eds), pp 45-55.
- [51] Escoffier S., 2002, *Caractérisation expérimentale du comportement hydromécanique des argilites Meuse/Haute-Marne*, Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, 252 p.
- [52] Gens A., Guimaraes L., Olivella S. and Sanchez M., 2003, *Coupled thermomechanics and beyond*, Constitutive modelling and analysis of boundary value problems in geotechnical engineering, Naples (eds), Hevelius Edizioni, Vol., pp 13-33.
- [53] Gens A. and Olivella S., 2001, *THM phenomena in saturated and unsaturated porous media: Fundamentals and Formulations*, Revue française de génie civil : Environmental Geomechanics, Charlier R. and Gens A. (eds), Vol 5 (n°6), pp 693-717.
- [54] Green D.H. and Wang H.F., 1986, *Fluid pressure response to undrained compression in saturated sedimentary rock*, Geophysics, Vol. 51 (4), pp 948-956.
- [55] Griffiths F.J. and Joshi R.C., 1989, *Change in pore size distribution due to consolidation of clays*, Geotechnique, Vol. 39 (1), pp 159-167.
- [56] Gueguen Y., David C. and Darot M., 1986, *Models and time constants for permeability evolution*, Geophysical Research Letters, Vol. 13 (5), pp 460-463.

- [57] Harrington J.F., Horseman S.T. and Noy D.J., 2001, *Swelling and osmotic flow in a potential host rock*, 6th International Workshop on Key Issues in Waste Isolation Research, Paris (eds), Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Vol., pp 169-188.
- [58] Heiland J., 2003, *Laboratory testing of coupled hydro-mechanical processes during rock deformation*, Hydrogeology Journal, Vol. 11 (1), pp 122-141.
- [59] Heitz J.-F. and Hicher P.-Y., 2000, *The mechanical behaviour of argillaceous rocks - Some questions from laboratory experiments*, Proc. of the Int. Workshop on Geomechanics : Hydromechanical and Thermohydromechanical Behaviour of Deep Argillaceous Rock - Theory and Experiments, Paris, *Hoteit N. et al.* (eds), Balkema, Vol., pp 99-108.
- [60] Horseman S.T., 2001, *Self-healing of fractures in argillaceous media from geomechanical point of view*, Self-Healing Topical Session Proceedings, 11th Clay Club meeting, Nancy, France, 5 N. R. C. (eds), Vol., pp.
- [61] Horseman S.T., Higgo J.J.W., Alexander J. and Harrington J.F., 1996, *Water, gas and solute movement through argillaceous media*, Nuclear Energy Agency, Report CC-96/1, 289 p.
- [62] Horseman S.T., Winter M.G. and Entwistle D.C., 1987, *Geotechnical characterization of boom clay in relation to the disposal of radioactive waste*, Commission of the European Communities, EUR 10987, 87 p.
- [63] Hsieh P.A., Tracy J.V., Neuzil C.E., Bredehoeft J.D. and Silliman S.E., 1981, *A transient laboratory method for determining the hydraulic properties of tight rocks - I. Theory*, International J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 18, pp 245-252.
- [64] Hunsche U., Walter F. and Schnier H., 2004, *Evolution and failure of the Opalinus Clay: relationship between deformation and damage, experimental results and constitutive equation*, Applied Clay Science, Vol. 26, pp 403-411.
- [65] Johnston I.W. and Novello E.A., 1994, *Soil mechanics, rock mechanics and soft rock technology*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, (eds), Vol. 107 (n°1), pp 3-9.
- [66] Katz A.J. and Thompson A.H., 1986, *Quantitative prediction of permeability in porous rock*, Physical review B, Vol. 34 (11), pp 8171.
- [67] Keaney G.M.J., Meredith P.G. and Murrell S.A.F., 1998, *Laboratory study of permeability evolution in a 'tight' sandstone under non-hydrostatic stress conditions*, Eurock'98, Proc. SPE/ISRM International Conference, Trondheim (Norway), (eds), Society of Petroleum Engineers, Vol., pp 329-336.
- [68] Khalilov V.S. and Bandov V.P., 1993, *Wave method of determining the permeability of rock*, Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks, Athen, *Anagnostopoulos* (eds), Balkema, Rotterdam, Vol. 1, pp 601-606.
- [69] Kharchafi M. and Descoeudres F., 1995, *Comportement différé des roches marneuses encaissant les tunnels*, Communication du Laboratoire de Mécanique des Roches de Lauzanne, Vol. n°158, pp 1.2.58-1.2.67.

- [70] Kirkpatrick W.M., Khan A.J. and Mirza A.A., 1986, *The effects of stress relief on some overconsolidated clays*, Geotechnique, Vol. 36 (4), pp 511-525.
- [71] Krauter E., 1993, *General co-report session 1 : geological and geotechnical features, investigation and classification of hard soils*, Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks, Athen, Anagnostopoulos (eds), Balkema, Rotterdam, Vol. 3, pp 1819-1826.
- [72] Kwon O., Kronenberg A.K., Gangi A.F., Johnson B. and Herbert B.E., 2004a, *Permeability of illite-bearing shale: anisotropy and effects of clay content and loading*, Journal of Geophysical Research, Vol. 109 (B10205 & B10206).
- [73] Kwon O., Kronenberg A.K., Gangi A.F., Johnson B. and Herbert B.E., 2004b, *Permeability of illite-bearing shale: influence of fluid chemistry on flow and functionally connected pores*, Journal of Geophysical Research, Vol. 109 (B10205 & B10206).
- [74] Laloui L., 2001, *Thermo-mechanical behaviour of soils*, Revue Française de Génie Civil : Environmental Geomechanics, Charlier R. and Gens A. (eds), Vol 5 (n°6), pp 809-843.
- [75] Lambe T.W., 1958, *The structure of compacted clay*, Journal of the soil mechanics and foundations division, ASCE, Vol. 84 (SM2), pp 1-34.
- [76] Lambe T.W. and Whitman R.V., 1979, *Soil mechanics, SI Version*, 553 p.
- [77] Lancellotta R., 1995, *Geotechnical Engineering*, Balkema, 436 p.
- [78] Larive E., 2002, *Etude expérimentale des roches à très faible perméabilité par la mise en oeuvre d'un perméamètre de précision*, Thèse de doctorat, Université Montpellier II, 188 p.
- [79] Lenoir N., 2005, *Comportement mécanique et rupture des argilites étudiés par des micro essais millimétriques et par micro tomographie (à paraître)*, Thèse de doctorat, Université de Grenoble I, p.
- [80] Leroueil S., Bouclin G., Tavenas F., Bergeron L. and La Rochelle P., 1990, *Permeability anisotropy of natural clays as a function of strain*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, pp 568-579.
- [81] Leroueil S. and Vaughan P.R., 1990, *The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks*, Geotechnique, Vol. 40 (3), pp 467-488.
- [82] Li X.-L., 2000, *Comportement hydromécanique des sols fins: de l'état saturé à l'état non saturé*, Université de Liège, 359 p.
- [83] Mainguy M., Coussy O. and Baroghel-Bouny V., 2001, *Role of air pressure in drying of weakly permeable materials*, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 127 (6).
- [84] Mair R.J., Taylor R.N. and Clarke B.G., 1992, *Repository tunnel construction in deep clay formation*, Commission of the European Communities, Final report EUR 13964 EN, 120 p.
- [85] Marinos P.G., 1993, *General report session 1 : Hard soils - soft rocks : geological feature with special emphasis to soft rocks*, Geomechanical Engineering of Hard

- Soils-Soft Rocks, Athen, *Anagnostopoulos* (eds), Balkema, Rotterdam, Vol. 3, pp 1807-1818.
- [86] Martin C.D. and Lanyon G.W., 2003, *Measurement of in-situ stress in weak rocks at Mont Terri Rock Laboratory, Switzerland*, Int. J. Rock Mech. & Min. Sciences, Vol. 40, pp 1077-1088.
- [87] Meinzer O.E., 1928, *Compressibility and elasticity of artesian aquifers*, Econ. Geol., Vol. 23, pp 263-291.
- [88] Mertens J., 2002, *Characterization and origin of discontinuities in the Boom Clay Formation*, KULeuven - NIRAS/ONDRAF, Rapport interne, p.
- [89] Moores E.M. and Twiss R.J., 1992, *Structural geology*, p.
- [90] Morgenstern M.R. and Tchalenko J.S., 1967, *Microscopic structures in kaolin subjected to direct shear*, Geotechnique, Vol. 17, pp 309-328.
- [91] Morgenstern N.R. and Eigenbrod K.D., 1974, *Classification of argillaceous soils and rocks*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 10 (GT 10), pp 1137-1156.
- [92] Morrow C.A., Bo-Chong Z. and Byerlee J.D., 1986, *Effective pressure law for permeability of Westerly granite under cyclic loading*, Journal of Geophysical Research, Vol. 91 (B3), pp 3870-3876.
- [93] Morrow C.A. and Byerlee J.D., 1992, *Permeability of cores samples from Cajon Pass scientific drill hole : results from 2100 to 3500 depth*, Journal of Geophysical Research, Vol. 97 (B4), pp 5145-5151.
- [94] Neerdael B., Beaufays R., Buyens M., De Bruyn D. and Voet M., 1992, *Geomechanical behaviour of Boom Clay under ambient and elevated temperature conditions*, Commission of the European Communities, EUR 14154, 109 p.
- [95] Neuzil C.E., 1994, *How permeable are clays and shales?*, Water Resources Research, Vol. 30 (2), pp 145-150.
- [96] Neuzil C.E., 2003, *Hydromechanical coupling in geologic processes*, Hydrogeology Journal, Vol. 11, pp 41-83.
- [97] Ngwenya B.T., Kwon O., Elphick S.C. and Main I.G., 2003, *Permeability evolution during progressive development of deformation bands in porous sandstones*, Journal of geophysical Research-Solid Earth, Vol. 108 (B7), pp 2343.
- [98] Olsen H.W., Nichols R.W. and Rice T.L., 1985, *Low gradient permeability measurements in a triaxial system*, Geotechnique, Vol. 35 (2), pp 145-157.
- [99] Paterson M.S., 1978, *Experimental deformation of rocks : the brittle field*, Springer, p.
- [100] Rampello S., 1991, *Some remarks on the mechanical behaviour of stiff clays : the example of the Todi clay*, International workshop on experimental characterization and modelling of soils and soft rocks, Napoli (Italy), *Napoli U. O.* (eds), Vol., pp 131-190.

- [101] Read M.D., Meredith P.G. and Murrell S.A.F., 1989, *Permeability measurement techniques under hydrostatic and deviatoric stress conditions*, Rock at Great Depth, Maury V. and Fourmaintraux D. (eds), Balkema, Rotterdam, Vol., pp 211-217.
- [102] Rice J.R. and Cleary M.P., 1976, *Some basic stress-diffusion solutions for fluid-saturated elastic porous media with compressible constituents*, Rev. Geophys. Space Phys., Vol. 14, pp 227-241.
- [103] Romero E., 1999, *Characterization and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom Clay : an experimental study*, PhD. Thesis, Université Polytechnique de Barcelone, 405 p.
- [104] Romero E., 1999, *Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated Boom clay*, Engineering geology, Vol. 54, pp 117-127.
- [105] Scarpelli G., Sakellariadi E. and Fruzzetti V.M.E., 2003, *The dilatant behavior of overconsolidated clays*, Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon, Di Benedetto H. et al. (eds), Balkema, Vol. 1, pp 451-459.
- [106] Schmitt L., Forsans T. and Santarelli F.J., 1994, *Shale Testing and Capillary Phenomena*, Int. J. Rock Mech. Min Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 31 (5), pp 411-427.
- [107] Selfrac report, 2004, *Fractures and self-healing within the excavated disturbed zone in clays: state of the art on fracturation and self-healing pocesses and characterisation*, ref. 04-151, 87 p.
- [108] Skempton A.W., 1948, *The rate of softening in stiff fissured clays, with special reference to London clay*, Proceedings of the 2nd Intl. Conf. Soil Mech., (eds), Vol. 2, pp 50-53.
- [109] Skempton A.W., 1954, *The pore pressure coefficient A and B*, Geotechnique, Vol. 4, pp 143-147.
- [110] Skempton A.W. and Sowa V.A., 1963, *The behaviour of saturated clays during sampling and testing*, Géotechnique, Vol. 13 (4), pp 269-290.
- [111] Souley M., Homand F., Pepa S. and Hoxha D., 2001, *Damage-induced permeability changes in granite : a case example at the URL in Canada*, INT. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 38, pp 297-310.
- [112] Sultan N., 1997, *Etude du comportement thermo-mécanique de l'argile de Boom: expériences et modélisation*, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 310 p.
- [113] Tanaka H., Ritoh F. and Omukai N., 2002, *Quality of samples retrieved from great depth and its influence on consolidation properties*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, pp 1288-1301.
- [114] Tarantino A., 2005, *Communication personnelle*.
- [115] Tavenas F., Jean P., Leblond P. and Leroueil S., 1983, *The permeability of natural soft clays. Part I: Method of laboratory measurement*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp 629-644.

- [116] Tavenas F., Jean P., Leblond P. and Leroueil S., 1983a, *The permeability of natural soft clays. Part I: Method of laboratory measurement*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp 629-644.
- [117] Tavenas F., Leblond P., Jean P. and Leroueil S., 1983b, *The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp 645-660.
- [118] Terzaghi K., 1936, *Stability of slopes in Natural Clay*, 1st Int. Conf. Soil Mech. and Foundn Engng, Harvard (eds), Vol. 1, pp 161-165.
- [119] Theis C.V., 1935, *The relation ship between the lowering of the piesometric surface and rate and duration of the discharge of a well using groundwater storage*, Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 2, pp 519-524.
- [120] Thury M., Boisson J.Y. and Bossar P., 2000, *Le laboratoire souterrain du Mont Terri (Suisse) et premiers résultats des études hydrogéologiques d'une formation argileuse*, Hydrogéologie, Vol. 2, pp 13-22.
- [121] Thury M. and Bossart P., 1999, *Mont Terri Rock Laboratory: results of the hydrogeological, geochemical and geotechnical experiments performed in 1996 and 1997*, Service hydrologique et géologique national (Suisse), Geological report of the Mont Terri project, 23, 191 p.
- [122] Trimmer D., 1982, *Laboratory measurements of ultralow permeability of geologic materials*, Rev. Sci. Instrum., Vol. 53 (8), pp 1246-1254.
- [123] Trimmer D., Bonner B., Heard H.C. and Duba A., 1980, *Effect of pressure and stress on water transport in intact and fractured gabbro and granite*, Journal of Geophysical Research, Vol. 85 (B12), pp 7059-7071.
- [124] Van Damme H., 2002, *L'eau et sa représentation*, Mécanique des sols non saturés, sous la direction de Coussy O. et Fleureau, J.-M., (eds), pp 23-68.
- [125] Van Impe W.F., 1993, *Boom clay for storage of nuclear waste (discussion session 2b)*, Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks, Athen, Al. A. E. (eds), Balkema, Rotterdam, Vol. 3, pp 1885-1895.
- [126] Viggiani G., Rampello S. and Georgiannou V.N., 1993, *Experimental analysis of localisation phenomena in triaxial tests on stiff clays*, Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks, Anagnostopoulos (eds), pp 849-856.
- [127] Walder J. and Nur A., 1986, *Permeability measurement by the pulse-decay mehod : effects of poroelastic phenomena and non-linear pore pressure diffusion*, INT. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 23 (3), pp 225-232.
- [128] Wang H.F. and Hart D.J., 1993, *Experimental error for permeability and specific storage from pulse decay measurement*, INT. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 30 (7), pp 1173-1176.
- [129] Wang J.-A. and Park H.D., 2002, *Fluid permeability of sedimentary rocks in a complete stress-strain process*, Engineering geology, Vol. 63, pp 291-300.

- [130] Watabe Y. and Tsuchida T., 2001, *Influence of stress release on sample quality of Pleistocene clay collected from large depth in Osaka bay*, Soils and Foundations, Vol. 41 (4), pp 17-24.
- [131] Wood D.M., 1990, *Soil behaviour and critical state soil mechanics*, Cambridge University Press, 486 p.
- [132] Xu K., Daian J.-F. and Quenard D., 1997, *Multiscale structures to describe porous media, Part 1 : Theoretical background and invasion by fluids*, Transport in Porous Media, Vol. 26, pp 51-73.
- [133] Yow J.L. and Hunt J.R., 2002, *Coupled processes in rock mass performance with emphasis on nuclear waste isolation*, International Journal of Rock Mech. and Mining Science, Vol. 39, pp 143-150.
- [134] Zhang M., Takahashi M., Morin R.H. and Esaki T., 2000, *Evaluation and application of the transient-pulse technique for determining the hydraulic properties of low permeability rocks - Part 1 : Theoretical Evaluation*, Geotechnical Testing Journal, Vol. 23 (1), pp 83-90.
- [135] Zoback M.D. and Byerlee J.D., 1975, *The effect of microcrack dilatancy on the permeability of Westerly granite*, Journal of Geophysical Research, Vol. 80 (5), pp 752-755.

LISTE DES FIGURES

Figure I-1: Corrélation entre le module de Young et la teneur en eau pour quelques roches argileuses (modifiée de Bérest et al., 2000 ; *Martin et Lanyon, 2003).	8
Figure I-2: Définition d'une argile raide (modifiée de Lancellotta, 1995).	10
Figure I-3: (a) Histoire géologique d'une argile surconsolidée liée à la variation de contrainte verticale dans le temps (d'après Bjerrum, 1967).	13
Figure I-4: Comparaison entre les résultats d'une compression oedométrique sur un matériau structuré et un matériau non structuré (Leroueil et Vaughan, 1990).	16
Figure I-5: Structure minérale de base des argiles : (a) structure tétraédrique et (b) octaédrique.	18
Figure I-6 : Représentation symbolique des deux familles de minéraux argileux.	16
Figure I-7: (a) la double couche diffuse du système eau-argile ; (b) concentration de ces ions dans cette couche.	18
Figure I-8: le milieu poreux vu comme la superposition de deux milieux continus: au même point géométrique coïncident une particule du squelette et une particule fluide (d'après Coussy, 1991).	22
Figure I-9: Représentation schématique de 2 milieux poreux à microstructure différente	23
Figure I-10: Représentation graphique d'un échantillon poreux de sol fortement compacté ($\gamma_d = 13,7 \text{ kN/m}^2$ et $w = 15,0 \%$). Les pores sont en noirs et les particules solides en blanc (d'après Romero, 1999).	24
Figure I-11: Effets des processus couplés sur le comportement d'une roche (d'après Yow et Hunt, 2002)	26
Figure I-12: Spectre géotechnique continu (d'après Johnston et Novello, 1994).	
Figure I-13: Evolution typique de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte moyenne pour un sol.	30
Figure I-14: Résultat d'un essai de compression isotrope sur un « mudstone » : mise en évidence d'un domaine surconsolidé (Johnston et Novello, 1994).	30
Figure I-15: Résultats de compression oedométrique pour plusieurs roches argileuses : argilite de Montcornet (Aisne, France), argilite de Meuse/Haute Marne (Site de l'Est, France), argile de Cattenom (Mozelle, France), marne MDPa (Haut-Rhin, France) (d'après Heitz et Hicher, 2000).	30
Figure I-16: Courbes de compression isotrope dans le domaine normalement consolidé de nombreux géomatériaux dont des argiles raides, des marnes et des mudstones (Johnston et Novello, 1994).	32
Figure I-17: Courbes contrainte-déformation pour l'argile de Londres (d'après Bishop et al., 1965).	33
Figure I-18: Essais triaxiaux sur des échantillons naturels de l'argile de Pesaro (Scarpelli et al., 2003).	33

- Figure I-19: Essais triaxiaux drainés sur différentes argilites ; le déviateur est normalisé par la contrainte effective isotrope initiale supposée être celle in-situ (Heitz et Hicher, 2000). 34
- Figure I-20: Gamme de variation de la perméabilité en laboratoire mesurée sur différents échantillons intacts à température ambiante et sous 10 MPa de pression de confinement (d'après Brace, 1980 cité dans Read et al., 1989). 41
- Figure I-21: Le régime permanent est atteint lorsque les débits entrant et sortant sont égaux. 47
- Figure I-22: Evolution de la perméabilité au cours d'un essai de compression triaxiale pour une shale sableuse (Wang et Park, 2002). 52
- Figure II-1: Schéma de principe de la cellule triaxiale autonome. 57
- Figure II-2: Schéma global de l'installation triaxiale utilisée dans cette étude. 59
- Figure II-3 : Mesure de déplacement axial et radial : (a) positionnement des LVDTs autour de l'échantillon, (b) principe de mesure du déplacement axial. 63
- Figure III-1: Images *MEB* de la microstructure de l'argile de Boom naturelle : vues de sections parallèle (a) et perpendiculaires (b) à la stratigraphie (empilement de feuillets). (c) les particules d'argile enveloppent un grain de silt (S) (*Dehandschutter et al., 2004*). 70
- Figure III-2: Essai de compression oedométrique sur un échantillon d'argile de Boom (test OCD/55/1, $z=247$ m) (*Horseman et al., 1987*). 73
- Figure III-3: Influence des divers mécanismes de gonflement sur la réponse volumique d'un échantillon lors d'un cycle de charge-décharge-recharge. 75
- Figure III-4: Essais de compression triaxiale drainés ($v_{\text{dépl}} = 0,001$ mm/min, $H_0=7,6$ cm) sur des échantillons d'argile de Boom prélevés à 223 mètres de profondeur. Trois niveaux de contrainte effective initiale ont été testés (Baldi et al., 1991). 77
- Figure III-5: Essais de compression triaxiale non drainés sur des échantillons naturels d'argile de Boom prélevés à 240 mètres de profondeur. (a) Chemin de contrainte dans le plan (s,t) ; (b) Déviateur normalisé par la contrainte effective isotrope initiale en fonction de la déformation volumique ; (c) Surpressions interstitielles corrigées des variations du confinement en fonction de la déformation volumique (Baldi et Hueckel (1985) cité dans Baldi et al., 1991). 78
- Figure III-6: Essais de compression triaxiale non drainés sur des échantillons naturels d'argile de Boom ($z = 247$ m) pour différents niveaux de contrainte effective initiale : (a) déviateur de contrainte fonction des déformations axiale et radiale ; (b) variations de pression de pore fonction de la déformation axiale (Horseman et al., 1987). 79
- Figure III-7: Essais de compression et d'extension triaxiale non drainés sur des échantillons naturels d'argile de Boom (A, B, E, F et G) et des échantillons remaniés (1 et 3) ($z = 223$ m et $p'_0 = 2,25$ MPa) (*Van Impe, 1993*). 80
- Figure III-8: Représentation dans le plan (a) $q_{\text{max}}-p'_0$ et (b) $q_{\text{max}}-p'$ d'un certain nombre d'essais triaxiaux répertoriés dans la littérature. 81
- Figure III-9: Evolution de la conductivité hydraulique de l'argile de Boom en fonction du logarithme de la contrainte de consolidation effective axiale pour plusieurs essais oedométriques (*Horseman et al., 1987*). 83
- Figure III-10: Teneur en eau mesurée sur les blocs d'argile de Boom avant leur période de stockage. 86
- Figure III-11: Etapes successives de la préparation d'échantillons cylindriques d'argile de Boom. (a) obtention d'un parallélépipède; (b) obtention d'une bobine grâce à un tour

mécanique et application d'une colle transparente sur la surface latérale B ; (c) les extrémités de la bobine sont coupées suivant les plans A.	87
Figure III-12: Chemins de contrainte étudiés au cours de la campagne expérimentale sur l'argile de Boom.	90
Figure III-13: Evolution de la teneur en eau des blocs d'argile de Boom dans lesquels ont été prélevés les échantillons testés.	92
Figure III-14: (a) et (b) Volumes entrant et sortant mesurés aux extrémités de l'échantillon dues à l'application d'un gradient de pression ΔU pendant la phase 1 et la phase 2 d'une mesure de perméabilité. (c) Déformation volumique globale pendant les mesures.	94
Figure III-15: Principe de mesure de la perméabilité.	95
Figure III-16: Visualisation schématique des lignes d'écoulement dans un échantillon soumis à un gradient de pression ΔU .	96
Figure III-17: Chemins de sollicitation en contrainte pendant la phase de consolidation des différents essais triaxiaux sur l'argile de Boom. S_r indique la vitesse de montée de la pression de confinement et de la pression de pore.	98
Figure III-18: Schémas de principe de la cellule pour un essai d'extension.	100
Figure III-19: Montage utilisé pour l'essai d'extension BC18.	100
Figure III-20: Disposition des LVDTs miniatures et variables géométriques associées	102
Figure IV-1: Résultat d'un essai de porosimétrie mercure sur un échantillon d'argile de Boom: volume d'intrusion incrémental normalisé par la masse sèche de l'échantillon en fonction du diamètre des pores.	106
Figure IV-2: Résultat d'un essai de porosimétrie mercure sur un échantillon d'argile de Boom : volumes cumulés d'intrusion et d'extrusion normalisés par la masse sèche de l'échantillon en fonction du diamètre des pores.	107
Figure IV-3: Essai de compression simple sur l'argile de Boom (essai BC13). La vitesse de déplacement imposée est de 20 $\mu\text{m}/\text{min}$.	107
Figure IV-4: Mécanismes se déroulant pendant un essai de compression simple	109
Figure IV-5: Essai de compression isotrope jusqu'à 32 MPa. Observation des variations de volume d'eau ε_{fi} et des variations de volume de l'échantillon ε_{lvd} dans le temps.	111
Figure IV-6: Evaluation de la contrainte de préconsolidation à partir de la construction de Casagrande (1936).	113
Figure IV-7: Détermination des déformations volumiques ε_{fi} et ε_{lvd} au cours de la consolidation isotrope d'un échantillon sous 0,4 MPa de contrainte effective. Les résultats sont similaires même à long terme.	114
Figure IV-8: Les différentes étapes de la consolidation isotrope des échantillons BC05, BC06 et BC07 : observation des chemins de sollicitation en contrainte, mise en évidence de l'effet de la contre-pression, mesure du coefficient de Skempton.	115
Figure IV-9: Phase de consolidation de l'essai BC08	116
Figure IV-10: Consolidation de l'échantillon BC09 : la contrainte effective isotrope est appliquée par palier ; les déformation volumiques ε_{fi} et ε_{lvd} sont cohérentes.	117
Figure IV-11: Chemin de sollicitation en contrainte pour les essais BC11 à BC20.	117

- Figure IV-12: Déformations volumiques mesurées pendant la phase de consolidation isotrope d'échantillon d'argile de Boom à différentes contraintes effectives : (a) 0,4 MPa, (b) 2,3 MPa et (c) 2 MPa, (d) 5 MPa ($u = 2,2$ MPa). 118
- Figure IV-13: Dispositif de mesure des déformations axiales pendant l'essai BC20. 133
- Figure IV-14: Résultats de l'essai BC20 : (a) 3 mesures de déformations axiales, (b) déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, (c) déformation volumique en fonction de la déformation axiale externe (c) et interne locale (d). 124
- Figure IV-15: Mécanisme pouvant influencer la mesure interne de la déformation axiale par des LVDTs. 125
- Figure IV-16: Essai de cisaillement drainé à partir d'une contrainte isotrope effective de 0,4 MPa. (a) Le déviateur des contraintes q et (b) la déformation volumique ε_{fl} en fonction de la déformation axiale externe. 128
- Figure IV-17: Essais de cisaillement drainés sur des échantillons consolidés à 2, 2,3 et 5 MPa. (a) Le déviateur des contraintes q et (b) la déformation volumique ε_{fl} en fonction de la déformation axiale externe. 129
- Figure IV-18: Ensemble des essais de cisaillement sur l'argile de Boom consolidés sous 0,4, 2, 2,3 et 5 MPa de contrainte isotrope effective. (a) σ'_1/p'_0 en fonction de la déformation axiale et (b) ε_{fl} en fonction de la déformation axiale. 134
- Figure IV-19: Représentation des essais de compression et d'extension sur l'argile de Boom dans les plans $q_{max}-p'_0$ et $q_{max}-p'_{rupture}$. 135
- Figure IV-20: Détection de la localisation : exemple de l'essai BC11 ($p'_0 = 0.4$ MPa). 137
- Figure IV-21 : Détection de la localisation : exemple de l'essai BC19 ($p'_0 = 0.4$ MPa). 138
- Figure IV-22: Détection de la localisation : exemple de l'essai BC07 ($p'_0 = 2.3$ MPa). 139
- Figure IV-23 : Détection de la localisation : exemple de l'essai BC20 ($p'_0 = 2.3$ MPa). 140
- Figure IV-24: Relation entre l'emmagasinement du réservoir supérieur et l'emmagasinement spécifique de l'argile pour un échantillon de 40 mm diamètre et de 40 mm de hauteur et pour plusieurs valeurs du paramètre β . 143
- Figure IV-25 : Les différentes étapes de l'essai BC02 avec mesures de perméabilité par pulse. La hauteur de l'échantillon est 21 mm et le diamètre 40 mm. 144
- Figure IV-26 : Mesure de la perméabilité de l'argile de Boom par une méthode de pulse pour une contrainte effective de 7 MPa : représentation de la réponse expérimentale et de la réponse théorique. L'échantillon a un diamètre de 39 mm et une hauteur de 20 mm. L'emmagasinement des réservoirs est $1,15 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2$. 145
- Figure IV-27: Exemple de résultats de la mesure de perméabilité pour l'essai BC08 consolidé sous 0,4 MPa de contrainte effective. 150
- Figure IV-28: Mesure de la perméabilité de l'échantillon BC11 pendant la phase de consolidation isotrope sous 0,4 MPa de contrainte effective. 151
- Figure IV-29: Ensemble de valeurs de la perméabilité de l'échantillon BC11 pendant la consolidation. 152
- Figure IV-30: Résultats de mesures de perméabilité pour l'essai BC20 consolidé sous 2,3 MPa de contrainte effective isotrope. 153
- Figure IV-31: Evolution de la perméabilité en fonction de la contrainte effective isotrope. 154
- Figure IV-32 : Relation entre l'indice des vides et la perméabilité de l'argile de Boom 155

- Figure IV-33: Evolution de la perméabilité en fonction de la déformation axiale pour l'échantillon BC11 (a) et BC09 (b). 156
- Figure V-1: Modèle conceptuel de la microstructure de l'argile à Opalinus (argilite très compacte). L'eau interfoliaire est liée, l'eau interparticulaire est libre loin des surfaces d'argile (NAGRA). 162
- Figure V-2: Relation entre la résistance à la compression simple (q_c) et la teneur en eau pour plusieurs argilites (Martin et Lanyon, 2003). 165
- Figure V-3 : Résultats d'essais triaxiaux pour différentes teneur en eau sur des échantillons d'argile à Opalinus provenant du site de Benken (Nord de la Suisse). Direction de contrainte majeure perpendiculaire à la stratigraphie (Blumling et al., 2000). 166
- Figure V-4: : Variations de la résistance au cisaillement de l'argile à Opalinus en fonction de la teneur en eau (Bock, 2001). Direction de contrainte majeure parallèle à la stratigraphie. 166
- Figure V-5: Essais triaxiaux de compression, axisymétriques, parallèlement à la stratigraphie sur des échantillons d'argile à Opalinus (Mont Terri) dans le plan de Mohr. Les paramètres de Mohr-Coulomb sont $c'=2,2$ MPa et $\Phi'=25^\circ$ (Bock, 2001). 167
- Figure V-6: Essais triaxiaux axisymétriques de compression sur des échantillons d'argile à Opalinus (Mont Terri) dans le plan de Mohr. Les paramètres de Mohr-Coulomb sont $c=0,75$ MPa et $\Phi=25^\circ$ (Kharchafi et Descoeudres, 1995). 167
- Figure V-7: Essais triaxiaux de compression, axisymétriques, sur des échantillons d'argile à Opalinus (Mont Terri) : enveloppes de rupture à différentes températures (Hunsche et al., 2004). 168
- Figure V-8: Chemin de sollicitation en contrainte pour l'application de la contrainte effective initiale. 176
- Figure V-9: Abaque de Casagrande. 178
- Figure V-10: Suivi de la perte de masse d'un disque d'argile à Opalinus ainsi que des échantillons OC04 et OC05 par évaporation d'eau à température ambiante (20°C). 179
- Figure V-11: Essais de compression uniaxiale sur l'argile à Opalinus. La direction de compression est perpendiculaire au litage. 181
- Figure V-12: Variation de la résistance à la compression simple q_c en fonction de la teneur en eau pour deux orientations des échantillons. 182
- Figure V-13: Comportement volumique de l'argile à Opalinus sous contrainte apparente isotrope. 183
- Figure V-14: Déviateur (a) et excès de pression de pore (b) en fonction de la déformation axiale externe pour des essais de compression déviatoire non drainés sur l'argile à Opalinus. 185
- Figure V-15: Déviateur (a) et déformation volumique (b) en fonction de la déformation axiale pour les essais de compression déviatoire à drainage ouvert sur l'argile à Opalinus. 186
- Figure V-16: Chemins de réponse en contrainte effective des essais réalisés en condition non drainée et avec mesure de pression interstitielle. 187
- Figure V-17: Mesure de perméabilité après la rupture de l'échantillon OC09. 189
- Figure V-18: Mesures de perméabilité de l'échantillon OC12 : plusieurs cycles de gradient. 189

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1: Classification des types de pores en fonction du diamètre effectif (d'après Romero, 1999).	21
Tableau I-2: Exemples de valeurs de perméabilité de différentes roches argileuses.	40
Tableau III-1: Etat de contrainte <i>in situ</i> ($z = 223$ m) (Selfrac, 2004).	70
Tableau III-2: Propriétés physiques et hydromécaniques de l'argile de Boom naturelle ($z = 223$ m) (Horseman et al., 1987; Baldi et al., 1991; Bernier et al., 1997).	71
Tableau III-3: Récapitulatif des essais drainés réalisés sur l'argile de Boom : Essais de Compression (C), Essai d'Extension (E), Essai de Compression Isotrope (CI), Essais de compression uniaxiale, Essais à déviateur constant (q c st).	91
Tableau IV-1: Argile de Boom : teneur en eau et limites de consistance.	104
Tableau IV-2: Essai de compression isotrope : rapport entre $\Delta\epsilon_{fl}$ et $\Delta\epsilon_{lvdt}$ pour une étape de chargement (r_1), module de compressibilité drainé (K_d) et rapport entre les variations de déformation axiale et radiale pour une étape de chargement (r_2).	112
Tableau IV-3: Porosité et teneur en eau des échantillons d'argile de Boom à la fin de la phase de consolidation.	121
Tableau IV-4: Données synthétiques des essais de cisaillement sur l'argile de Boom.	132
Tableau IV-5 : Gamme de perméabilité obtenue à partir du pulse n°3 de l'essais BC02 ($p'_0=7$ MPa) et pour une valeur de $\beta=1,26$.	146
Tableau IV-6 : Résultats des mesures de perméabilité par pulse au cours de l'essai BC02. L'échantillon a une hauteur de 2 cm et un diamètre de 40 cm.	147
Tableau IV-7: Caractéristiques des mesures de perméabilité pendant la phase de consolidation des échantillons d'argile de Boom G.S. : gradient simple, D.G. : double gradient).	149
Tableau IV-8: Caractéristiques des mesures de perméabilité pendant la phase de cisaillement (G.S. : gradient simple, D.G. : double gradient).	150
Tableau IV-9: Bilan des mesures de perméabilité sur des échantillons soumis à une charge déviatoire.	156
Tableau V-1: Propriétés physiques et hydromécaniques de l'argile à Opalinus naturelle pour une teneur en eau comprise entre 4,2 et 8% (site du Mont-Terri).	163
Tableau V-2: Résultats d'essais de perméabilité en laboratoire pour différentes orientations du flux.	171
Tableau V-3: Bilan des essais réalisés sur l'argile à Opalinus (D : drainé (vannes ouvertes) ; ND : non drainé (vannes fermées)).	175
Tableau V-4: Teneur en eau et limites d'Atterberg pour l'argile à Opalinus.	178
Tableau V-5: Bilan des essais de compression uniaxiale sur des échantillons d'argile à Opalinus ($w_0 \approx 7\%$).	181
Tableau V-6: Rappel des caractéristiques de la compression déviatoire des échantillons d'argile à Opalinus (nd = non drainé, d = drainage ouvert).	184

Tableau V-7: Variation de la perméabilité de l'argile à Opalinus due à la fissuration développée pendant une compression déviatoire. La direction du flux est parallèle au litage (⁽¹⁾Bock, 2001). 190

LISTE DES PHOTOS

Photo II-1: Cellule triaxiale autonome et générateur de pression de fluide.	58
Photo II-2: Vue d'ensemble de la centrale d'acquisition et des régulateurs.	59
Photo II-3: Enceintes thermiques dans lesquelles ont été placés la cellule (a) et les générateurs de pression interstitielle (b). Les deux enceintes sont reliées par des gaines isolées (c). La température est régulée à 25°C ($\pm 0.025^\circ\text{C}$).	61
Photo II-4: Système de mesure de déformation local. Trois LVDTs mesurent la déformation axiale et quatre LVDTs mesurent la déformation radiale de l'échantillon.	62
Photo III-1: Céramique poreuse à haute entrée d'air insérée dans un disque en acier inoxydable de 40 mm de diamètre et de 15 mm de hauteur.	89
Photo III-2: Echantillon sur l'embase de la cellule avec sur l'embase de tête un manchon en élastomère. La partie terminale du piston axial pénètre dans le manchon qui assure l'étanchéité de l'interface.	99
Photo IV-1: Dispositif expérimental pour les essais de compression simple.	107
Photo IV-2: Fissures observées en fin de l'essai BC13 (faible vitesse de déformation); (a) vue de face; (b) vue arrière; (c) détails de fissures : fentes en Z.	108
Photo IV-3: Fissures observées dans l'essai BC14 (grande vitesse de déformation); (a) pendant l'essai; (b) à la fin de l'essai.	109
Photo IV-4: Fentes sigmoïdales remplies de calcite dans une roche.	109
Photo IV-5 : Echantillon d'argile de Boom après un essai de cisaillement jusqu'à un niveau de déformation très important (essai BC06).	125
Photo IV-6: Fissures observées sur les échantillons testés à $p'_0=0,4$ MPa.	128
Photo IV-7: Echantillons cisailés sous une contrainte effective isotrope de 2,3 MPa.	130
Photo IV-8: Essais de cisaillement BC09 : $p'_0 = 5$ MPa	131
Photo IV-9: Echantillon BC18: essai d'extension sous $p'_0=2$ MPa	132
Photo V-1: Dispositif expérimental pour essai de compression simple sur l'argile à Opalinus.	173
Photo V-2: Echantillons d'argile à Opalinus avant les essais de compression triaxiale : observation de fissures et de zones arrachées.	178
Photo V-3: Echantillon OC02 après rupture (compression uniaxiale).	181

ANNEXES

Annexe 3-1: Caractéristiques principales des essais triaxiaux sur l'argile de Boom naturelle répertoriés dans la littérature	217
Annexe 3-2 : Composition minéralogique de l'eau synthétique pour l'argile de Boom	219
Annexe 3-3 : Principe de mesure de la perméabilité	221
Annexe 3-4 : Simulation d'écoulements pour l'argile de Boom	223
Annexe 4-1 : Analyse granulométrique de l'argile de Boom naturelle	231
Annexe 4-2 : Correction des variations de volume de la compressibilité du fluide	233
Annexe 4-3 : Déformations volumiques des échantillons d'argile de Boom en condition isotrope	235
Annexe 4-4 : Calcul de la variation relative de volume d'un échantillon dans l'hypothèse d'une déformation non homogène	239
Annexe 4-5 : Réponse volumique des échantillons d'argile de Boom pendant la phase déviatoire	241
Annexe 4-6 : Détection de la localisation des déformations : essai BC12 et BC09	245
Annexe 5-1 : Composition minéralogique de l'eau synthétique pour l'argile à Opalinus	247
Annexe 5-2: Analyse granulométrique de l'argile à Opalinus naturelle	249
Annexe 5-3: Essais OC06 à OC12	251

Annexe 3-1

Caractéristiques principales des essais triaxiaux sur l'argile de Boom naturelle répertoriés dans la littérature

Essais	Type	Référence (nombre d'essais)	w ₀ (%)	Z [m]	Contre pression [MPa]	Vitesse charge	p' ₀ [MPa]	q _{rupture} [MPa]	ε _{axial} à la rupture
Compression	CID	<i>Sultan, 1997</i> (3)	> 28	223	1	2.2 μm/min ou 0.5 kPa/min	0.22	0.37	2
				223			0.35	0.43	2
				223			0.365	Essai non mené à la rupture	
		<i>Baldi et al., 1991</i> (5)	24.8 – 26.5	232	0.3	?	0.8	1.28	2.8
				232			1.7	2.125	4
			(z = 232 m)	223	2	1 μm/min	2	2.14	4
				223			3	2.55	8
				223			4	3.44	12.5
				223					
	CIU	<i>Sultan, 1997</i> (1)	> 28	223	1	-	0.15	0.21	0.9
		<i>Van Impe, 1993</i> (2)	27.5	223	?	-	2.25	2.3	7
			26.5	223	0.3	-	1	1.75	2.5
		<i>Baldi et al., 1991</i> (9)	?	240	2	-	0.75	1.46	
							1.75	2.06	
							2.70	2.45	
							2.74	2.41	
							3.77	2.82	
							4.75	3.2	
							5.75	3.26	
							7.45	1.88	
							8.97	4.74	

Annexe 3-2

Composition minéralogique de l'eau synthétique pour l'argile de Boom

	(mol/L)	MW	(mg/L)
Na ⁺	1.44 E-02	22.990	330.3
K ⁺	3.35 E-04	39.098	13.1
Mg ²⁺	1.08 E-04	24.305	2.6
Ca ²⁺	9.98 E-05	40.078	4.0
Fe ²⁺	2.37 E-05	55.845	1.3
<i>Sum cations (eq.g.)</i>	<i>1.50 E-02</i>		<i>347.3</i>
Anions	(mol · L ⁻¹)	MW	(mg · L ⁻¹)
HCO ₃ ⁻	1.39 E-02	61.017	849.9
Cl ⁻	7.70 E-04	35.453	27.3
F ⁻	2.62 E-04	18.998	5.0
SO ₄ ²⁻	2.11 E-06	96.064	0.2
<i>Sum anions (eq.g.)</i>	<i>1.50 E-02</i>		<i>882.4</i>
Neutral Species	(mol · L ⁻¹)	MW	(mg · L ⁻¹)
B(OH) ₃	6.95 E-04	61.834	43.0
TDS (mg · L⁻¹)			1 272.8
pH ~ 8.5			

Annexe 3-3

Principe de mesure de la perméabilité

La mesure de perméabilité est mesurée à partir de deux phases de percolation. Cette procédure a été initialement développée par *Bésuelle, 1999*. En partant d'une phase de consolidation, le gradient est imposé dans un sens (phase 1) puis dans l'autre sens (phase 2) (Figure 1).

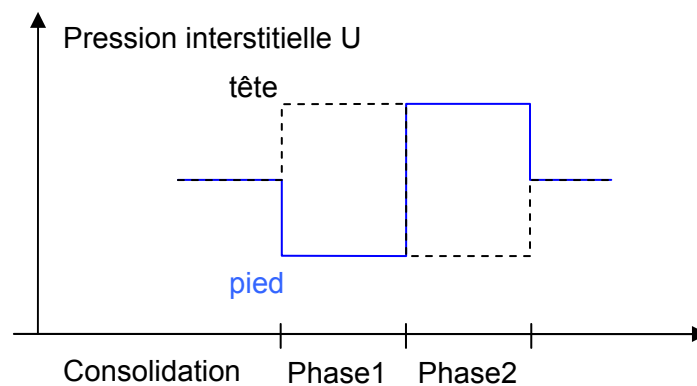


Figure 1: Principe de mesure de la perméabilité

On note V_B^c et V_H^c les volumes sortant en bas et en haut de l'échantillon, dus à la consolidation. Ces volumes peuvent être différents si l'on considère une certaine dissymétrie dans le circuit hydraulique.

On note V_B^1 et V_H^1 les volumes sortants dus au gradient de pression imposé dans la phase 1. Ces volumes sont égaux en valeur absolue et de signe opposé. On note respectivement V_B^2 et V_H^2 les volumes correspondants dans la phase 2. Ces volumes vérifient les relations suivantes :

$$\begin{aligned} V_B^1 &= -V_B^2 \\ V_H^1 &= -V_H^2 \end{aligned}$$

On note, enfin, V_B^f et V_H^f les volumes de fuite dans les circuits connectés respectivement au pied et à la tête de l'échantillon. Ces volumes sont supposés constants dans le temps et toujours de même signe (ils sont considérés comme des volumes entrants).

Le bilan des volumes pour les différentes phases s'écrit :

Consolidation :

$$\begin{aligned} V_B &= V_B^c + V_B^f \\ V_H &= V_H^c + V_H^f \end{aligned}$$

Phase 1 :

$$\begin{aligned} V_B &= V_B^c + V_B^1 + V_B^f \\ V_H &= V_H^c + V_H^1 + V_H^f \end{aligned}$$

Le volume total expulsé s'écrit alors :

$$V_B + V_H = V_B^c + V_H^c + V_B^1 + V_H^1 + V_B^f + V_H^f$$

Et le volume percolé :

$$\begin{aligned} (1) \quad V_B - V_H &= V_B^c - V_H^c + V_B^1 - V_H^1 + V_B^f - V_H^f \\ &= V_B^c - V_H^c + 2 V_B^1 + V_B^f - V_H^f \end{aligned}$$

Phase 2 :

$$\begin{aligned} V_B &= V_B^c + V_B^2 + V_B^f \\ V_H &= V_H^c + V_H^2 + V_H^f \end{aligned}$$

Le volume total expulsé s'écrit alors :

$$V_B + V_H = V_B^c + V_H^c + V_B^2 + V_H^2 + V_B^f + V_H^f$$

Et le volume percolé :

$$\begin{aligned} (2) \quad V_B - V_H &= V_B^c - V_H^c + V_B^2 - V_H^2 + V_B^f - V_H^f \\ &= V_B^c - V_H^c + 2 V_B^2 + V_B^f - V_H^f \end{aligned}$$

On en déduit alors :

$$(1) - (2) \quad V^p = \frac{1}{4} [(V_B - V_H)^1 - (V_B - V_H)^2]$$

Il est donc possible de déterminer les volumes d'eau déplacés du fait de la présence d'un gradient de pression interstitielle. Si les fuites sont négligeables, il est possible par ailleurs de déterminer le volume consolidé : $V^c = V_B + V_H$

Annexe 3-4

Simulation d'écoulements pour l'argile de Boom

i. Problématique et objectifs

Confrontés aux difficultés de mesures de la perméabilité d'échantillons d'argile de Boom très peu perméables, nous avons effectué une modélisation numérique simple d'un écoulement dans un milieu poreux ayant les caractéristiques de l'argile de Boom naturelle et intacte. L'objectif est double : définir les conditions d'établissement d'un régime permanent et discuter les résultats expérimentaux à partir des conclusions du calcul.

Expérimentalement, le régime permanent est généralement considéré établi lorsque le flux entrant est égal au flux sortant de l'échantillon. Nous avons pu constater que cette égalité n'est jamais vérifiée pour nos essais et simuler un écoulement dans l'échantillon est apparu nécessaire pour déterminer le temps d'établissement du régime permanent et le débit transitant en fonction de la perméabilité pour s'assurer de la validité de nos mesures expérimentales.

Les échantillons d'argile de Boom sont drainés à la fois par la tête et par le pied. Les sections de drainage, centrées sur les extrémités supérieures et inférieures des échantillons, ont un diamètre de 16 mm (diamètre des céramiques poreuses) alors que le diamètre des échantillons vaut 40 mm. La variation de section entraîne des lignes de courant non parallèles entre elles et des pertes de charge dans l'échantillon. Ainsi, le fluide interstitiel est soumis à un gradient de charge non homogène. L'interprétation globale des mesures expérimentales sans tenir compte de cet aspect sous-estime la perméabilité réelle du matériau, c'est-à-dire celle que l'on obtiendrait pour un drainage pleine section. Le calcul numérique est un moyen d'observer les profils de pression dans l'échantillon et de calculer un coefficient correcteur pour déterminer la perméabilité à partir de nos mesures.

Pour cela, le code aux éléments finis Lagamine, développé à l'Université de Liège (Belgique) a été utilisé. Ce code numérique permet notamment d'étudier les écoulements en milieux poreux, les problèmes classiques de mécanique des sols et les mécanismes complexes que sont les couplages dans les géomatériaux. Pour obtenir une description plus détaillée du lecteur peut se référer entre autre à la thèse de Charlier, 1987.

ii. Géométrie, conditions limites et paramètres du modèle.

Le problème a été modélisé en condition axisymétrique. La géométrie utilisée pour ces calculs est présentée à la Figure 1. En terme de conditions aux limites le déplacement de tous les nœuds est bloqué dans les deux directions. La pression interstitielle initiale U_0 est imposée uniformément à 2,2 MPa.

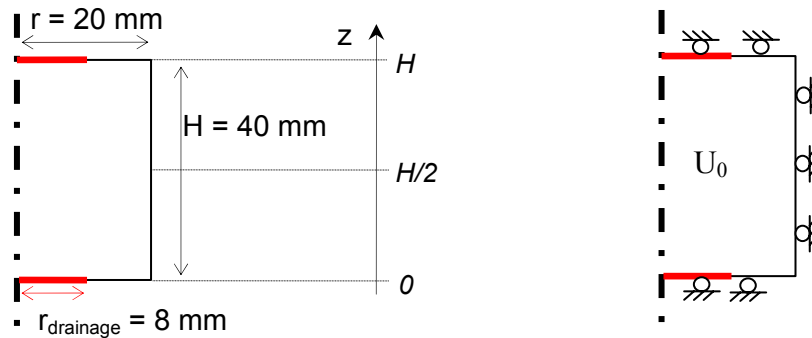


Figure 1 : Géométrie du problème modélisé et conditions limites en déplacement.

La géométrie du problème et les paramètres des lois de comportement de l'échantillon et du fluide sont présentés dans le Tableau 1. Le choix de ces paramètres a été guidé par les conditions d'essais imposées et les résultats expérimentaux observés.

Echantillon	H (m)	0.04
	D_{total} (m)	0.04
	D_{drainage} (m)	0.016
	S_s (m^{-1})	$1,4 \cdot 10^{-5} / 1,4 \cdot 10^{-4} / 1,4 \cdot 10^{-3}$
	k (m^2)	$5 \cdot 10^{-20} / 1,3 \cdot 10^{-19} / 5 \cdot 10^{-19}$
	n	0.37
	E (Pa)	$300 \cdot 10^6$
	ν	0.125
Eau ($T = 25^\circ\text{C}$, $U = 2,2 \text{ MPa}$)	ρ_w (kg/m^3)	998
	C_w (Pa^{-1})	$4,5 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1}$
	μ_w (Pa.s)	$8,9 \cdot 10^{-4}$
	U_0 (Pa)	$2,2 \cdot 10^6$
	ΔU (Pa)	$0,2 \cdot 10^6$

Tableau 1 : Paramètres utilisés pour la modélisation d'un écoulement sous gradient.

L'échantillon est considéré avoir un comportement élasto-plastique linéaire caractérisé par un module de Young E et un coefficient de Poisson ν , un coefficient d'emménagement S_s et sa porosité n . L'eau est considérée comme un fluide visqueux compressible.

iii. Démarche suivie et résultats obtenus

La démarche a consisté à augmenter (diminuer) le pression de pore d'une valeur $\Delta U/2$ en tête (pied) d'échantillon uniquement le long de la section drainante de rayon r_{drainage} (Figure 1). Pendant le temps de retour à l'équilibre du système, les débits entrant et sortant de l'échantillon sont observés. Le débit (entrant ou sortant) est la somme des débits calculés en chaque nœud de la section drainante. Le calcul a été reproduit pour trois valeurs distinctes de la perméabilité (Tableau 1).

La Figure 2 décrit les variations de débits en tête et en pied d'échantillon pour trois valeurs distinctes de la perméabilité. Les débits sont de signe opposé signifiant que l'un correspond à un flux entrant (tête) et l'autre à un flux sortant (pied).

Pendant l'augmentation du différentiel de pression de pore (10 minutes), le débit instantané varie fortement (Figure 2). Une fois le différentiel stabilisé, les variations se réduisent et les débits entrant et sortant convergent vers un équilibre qui correspond au régime permanent (RP). En effet l'établissement de l'écoulement stationnaire créé par le gradient de pression n'est pas instantané, il ne s'établit qu'après une phase transitoire.

De manière générale, pour un cas unidimensionnel, la pression dans un échantillon $U(z,t)$ (z étant la direction de l'écoulement), soumis à un gradient de pression ΔU , peut être décrite comme la somme d'une composante stationnaire et d'une composante transitoire :

$$U(z,t) = U_{\text{stationnaire}}(z) + U_{\text{transitoire}}(z,t)$$

La résolution de l'équation de la diffusion de la pression de fluide pour des conditions aux limites données permet d'accéder à l'expression de la fonction $U(z,t)$. La composante transitoire décroît exponentiellement en fonction du temps identiquement à l'équation de la consolidation (Fischer, 1992a; Horseman et al., 1996). La fonction exponentielle qui intervient dépend de la hauteur, de l'emménagement spécifique et de la perméabilité de l'échantillon et des caractéristiques du fluide saturant :

$$\exp\left[-\left(\frac{kt}{\mu_w \gamma_w S_s H^2}\right)\right]$$

Quand t augmente la composante transitoire décroît vers 0 ce qui correspond à la mise en place du régime stationnaire. La durée de cette phase transitoire croît lorsque la hauteur H ou l'emménagement S_s augmente ou que la perméabilité K décroît.

Les résultats du calcul en 2D montrent cette même tendance. Plus la perméabilité est faible plus le temps d'établissement du régime permanent est grand et moins le débit est élevé. Ceci correspond parfaitement aux résultats que nous observons sur la Figure 2. Le Tableau 2 indique pour chaque valeur de perméabilité testée la durée de l'établissement du RP et le temps correspondant à un débit égal à 99% du débit en RP. Ainsi pour une perméabilité comprise entre 1.10^{-19} et 5.10^{-19} m^2 , un temps de mesure compris entre 10 et 35 heures est nécessaire. Pour des perméabilités inférieures à 10^{-19} m^2 le temps de mesure augmente et le débit devient nettement inférieur à $1 \text{ mm}^3/\text{hr}$. Cependant on observe que l'on atteint 99% du débit en RP pour des temps beaucoup plus courts allant de 3 à 16,5 heures pour une perméabilité comprise entre 5.10^{-19} et 5.10^{-20} m^2 respectivement (Tableau 2). On constate enfin que les débits mis en jeu sont de l'ordre de quelques mm^3/hr .

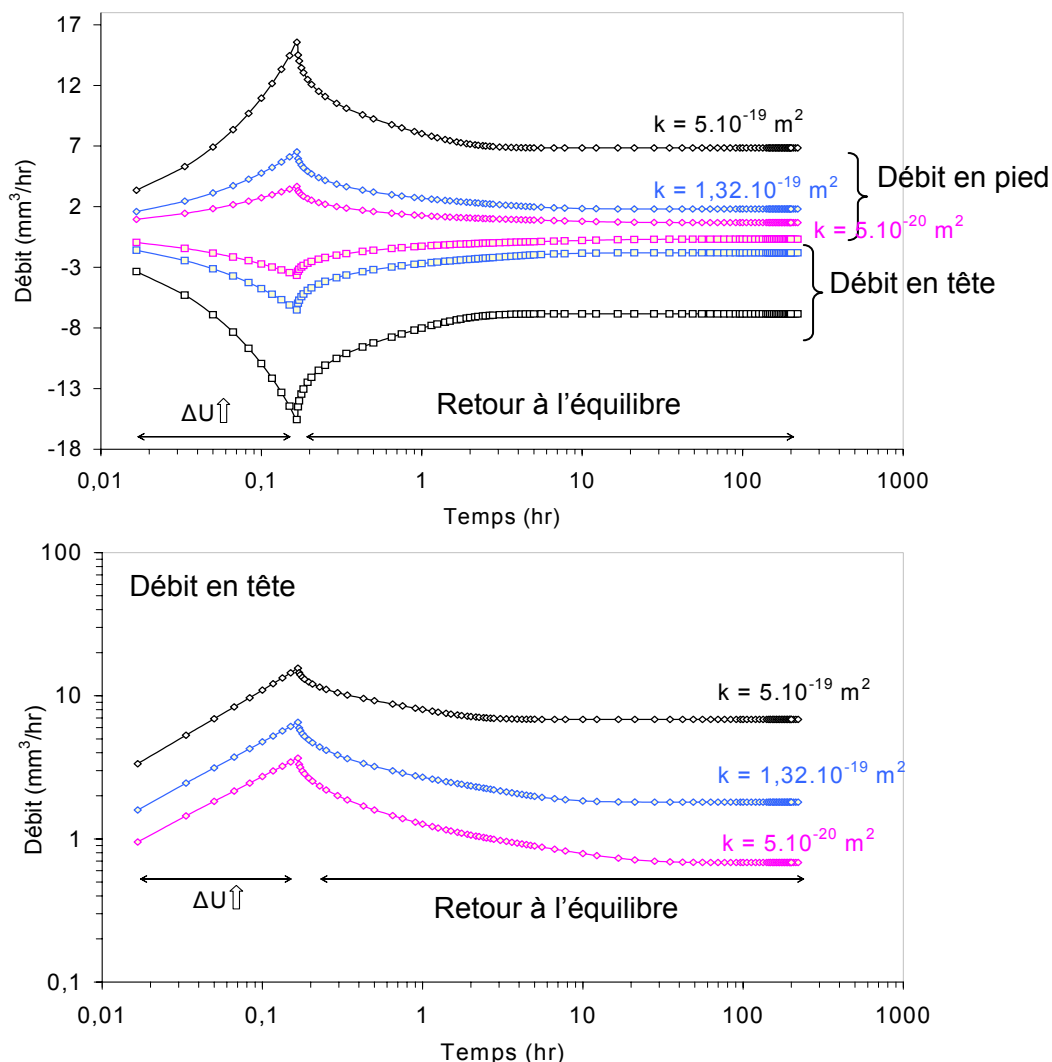


Figure 2 : Variations de débit liées à un gradient de et établissement du régime permanent pour différentes valeurs de la perméabilité du milieu.

$k \text{ (m}^2\text{)}$	$t^{RP} \text{ (hr)}$	$Q^{RP} \text{ (mm}^3\text{/hr)}$	$t \text{ à } 99\% Q^{RP} \text{ (hr)}$
$5 \cdot 10^{-19}$	10	6,840	3
$1,32 \cdot 10^{-19}$	35	1,800	16,5
$5 \cdot 10^{-20}$	63	0,684	35

Tableau 2: Temps d'établissement du RP, valeur du débit en RP et temps auquel le débit est égal à 99% du débit en RP.

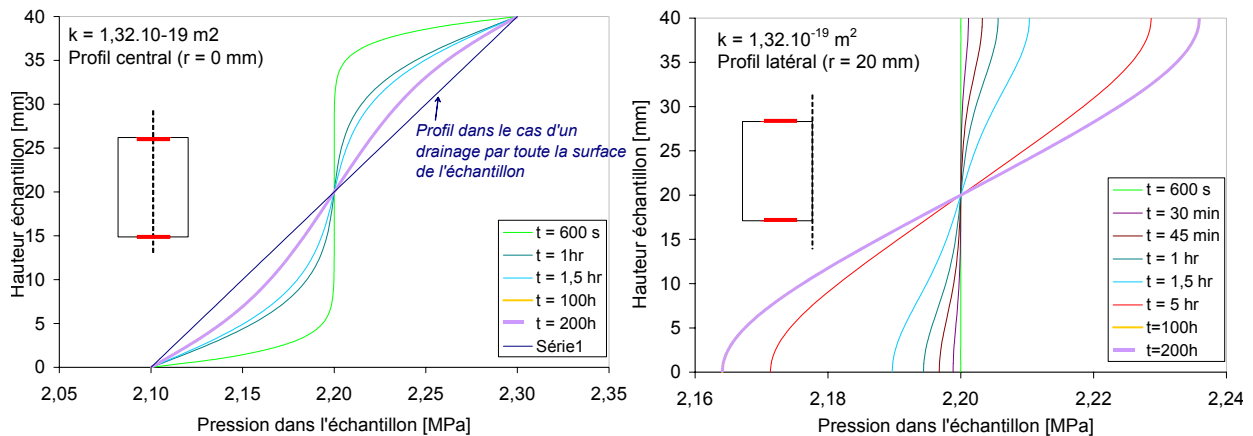


Figure 3: Profils de pression dans l'échantillon pour une section axiale et une section latérale. Cas d'un drainage central.

Si le régime permanent est atteint, la Figure 3 montrent, dans le cas où la perméabilité est égale à $1,32 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$, que le gradient de pression n'est pas homogène dans l'échantillon. Après 200 heures, la pression en pied sur une section latérale est supérieure à 2,16 MPa alors qu'elle est égale à 2,1 MPa sur la section centrale. Au delà de 10 heures tous les profils de pression se superposent. On a alors un gradient de pression beaucoup plus fort aux extrémités de l'échantillon qu'au centre. Ceci est la conséquence de la variation de la section par laquelle le fluide est drainé. Pour comparaison nous donnons à la Figure 4 les profils de pression pour une section axiale et une section latérale de l'échantillon dans le cas d'un drainage par la totalité des surfaces supérieures et inférieures de l'échantillon. On observe que, dans ce cas, la pression est bien linéaire dans l'échantillon en régime permanent. Enfin, le temps d'établissement du régime permanent est alors de 21 heures (au lieu de 35 heures) ce qui est plus court que dans le cas où la section drainante est réduite. Le débit en régime permanent est quant à lui plus important (deux fois plus).

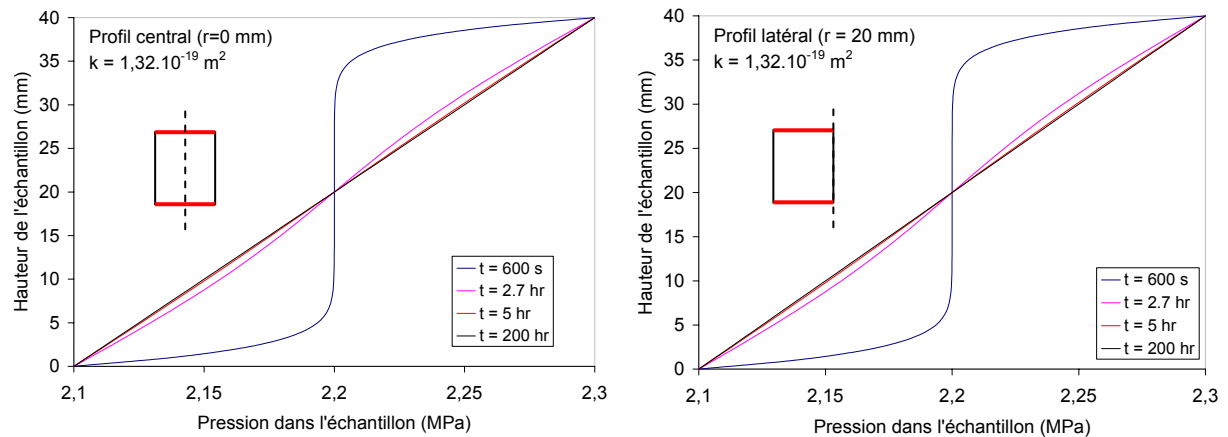


Figure 4 : Profils de pression dans l'échantillon pour section axiale et une section latérale. Cas d'un drainage par toute la section de l'échantillon.

Le temps d'établissement du régime permanent t^{RP} dépend aussi de la viscosité dynamique (v_w) du fluide. La viscosité dynamique influence sur la vitesse d'écoulement du fluide dans le milieu poreux. Plus la viscosité sera importante plus t^{RP} sera grand et plus le débit sera faible. Les calculs ont été réalisés avec une valeur de v_w correspondant à une température de 25°C et une pression de fluide de 2,2 MPa pour représenter au mieux les conditions expérimentales.

t^{RP} dépend également de l'emménagement spécifique S_s de l'échantillon. La Figure 5 présente la réponse en débit pour plusieurs valeurs de S_s et pour une perméabilité de $1,32 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$. Pour les trois ordres de grandeurs de S_s choisis, t^{RP} varie de 3 heures à 240 heures (Tableau 3).

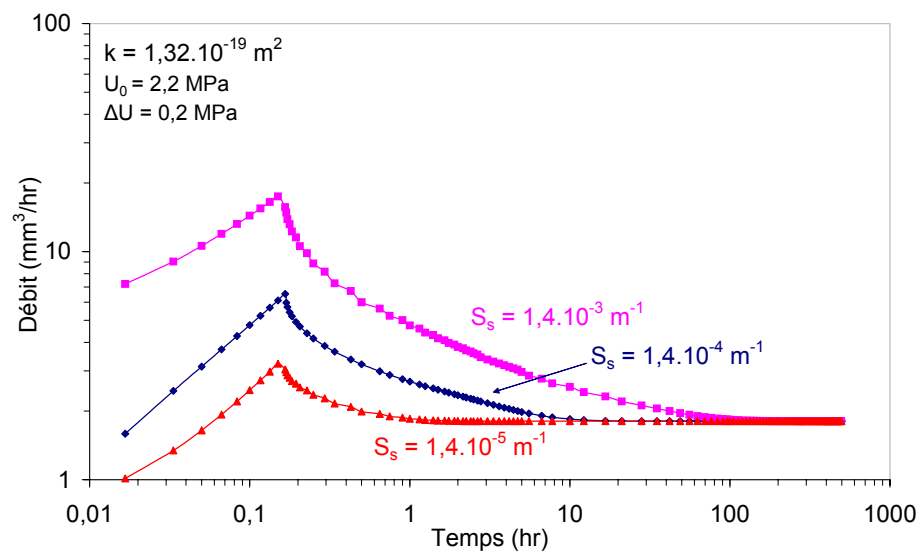


Figure 5 : Effet de l'emménagement spécifique S_s sur le temps d'établissement du régime permanent pour un milieu poreux de perméabilité $1,32 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ soumis à un gradient de pression de 0,2 MPa.

$S_s (m^{-1})$	$1,4.10^{-5}$	$1,4.10^{-4}$	$1,4.10^{-3}$
$t^{RP} (hr)$	3	35	241

Tableau 3 : Temps à partir du quel le régime permanent est établi pour différentes valeurs de l'emmagasinement spécifique.

iv. Conséquences pour les mesures expérimentales

× Obtention de la valeur expérimentale de la perméabilité

La donnée d'une perméabilité vraie k_c pour le calcul numérique d'écoulement à une valeur de débit en régime permanent. Dans une démarche inverse, celle de l'expérimentateur, connaissant le débit, on cherche à calculer une perméabilité ($k_{apparente}$). Du fait que l'écoulement n'est pas unidimensionnel dans notre cas, l'application directe de l'équation de Darcy à une dimension induirait une erreur. Les calculs numériques nous ont montré que l'on pouvait appliquer cette relation en prenant en compte un coefficient multiplicateur λ . Ainsi on a $k_{réelle} = k_{apparente}/\lambda$ (Tableau 4).

Débit mesuré (mm^3/s)	6,840	1,806	0.684
$k_{apparente} (m^2)$ mesuré	$2,7.10^{-19}$	$7,1.10^{-20}$	$2,7.10^{-20}$
$k_{réelle} (m^2)$: donnée du calcul	5.10^{-19}	$1,32.10^{-19}$	5.10^{-20}
$\lambda = k_{ap}/k_{re}$	0.54	0.54	0.54

Tableau 4 : Rapport entre la perméabilité mesurée $k_{apparente}$ et la perméabilité réelle $k_{réelle}$.

Toutes les mesures présentées sont supposées être réalisées en RP et les valeurs de perméabilité obtenues sont systématiquement corrigées du facteur λ .

× Estimation de la durée d'une mesure

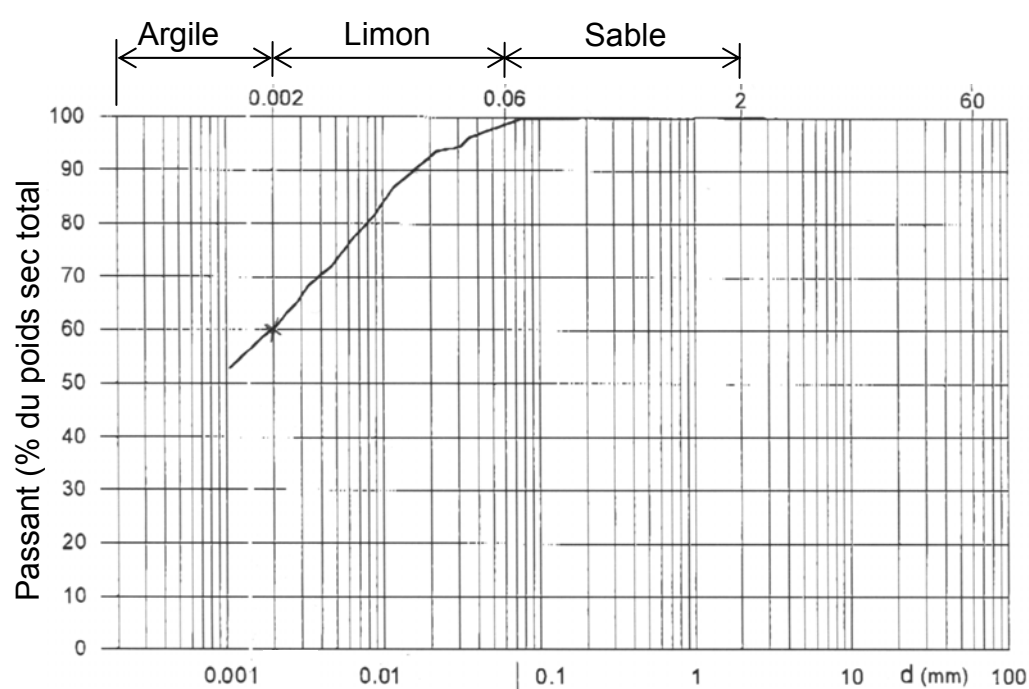
Nous avons vu que le temps d'établissement du RP dépend sensiblement de la valeur du paramètre S_s difficile à mesurer expérimentalement. Horseman et al., 1987 propose une valeur de $1,2.10^{-4} m^{-1}$ pour l'argile de Boom pour un niveau de contrainte effective de 2,5 MPa. Les mesures de pulse que nous avons effectuées ont permis de déterminer des valeurs comprises entre 6.10^{-5} et $3,4.10^{-4} m^{-1}$ pour une contrainte effective comprise entre 7 et 2 MPa respectivement. Si l'on admet que l'emmagasinement spécifique de l'argile de Boom est de l'ordre de $10^{-4} m^{-1}$ pour un niveau de contrainte effective équivalent à celui in situ (2,3 MPa) et pour lequel la perméabilité vaut en moyenne $2.10^{-19} m^2$, alors le temps nécessaire pour l'établissement du régime permanent est de 35 heures. Cependant au bout de 10 heures, le débit calculé est égal à 98% du débit en régime permanent. Une quinzaine d'heures sont donc à priori nécessaires pour une mesure à ce niveau de contrainte. L'emmagasinement spécifique de l'échantillon dépend de la contrainte moyenne effective appliquée. Il permet d'exprimer les contributions couplées sur le comportement de

l'échantillon des compressibilités du squelette, du fluide saturant et des minéraux constitutifs. Horseman et al., 1996 estime qu'une augmentation de 0,5 MPa de la contrainte effective normale moyenne sur l'argile de Boom induit une réduction de l'emmagasinement spécifique de 20%. On peut donc supposer que pour des niveaux de contraintes élevés S_s ne sera pas un facteur aggravant du temps de mesure nécessaire pour mesurer la perméabilité. Toutefois il est difficile d'estimer les variations de ce paramètre et donc son influence sur la mesure de la perméabilité.

v. Conclusion

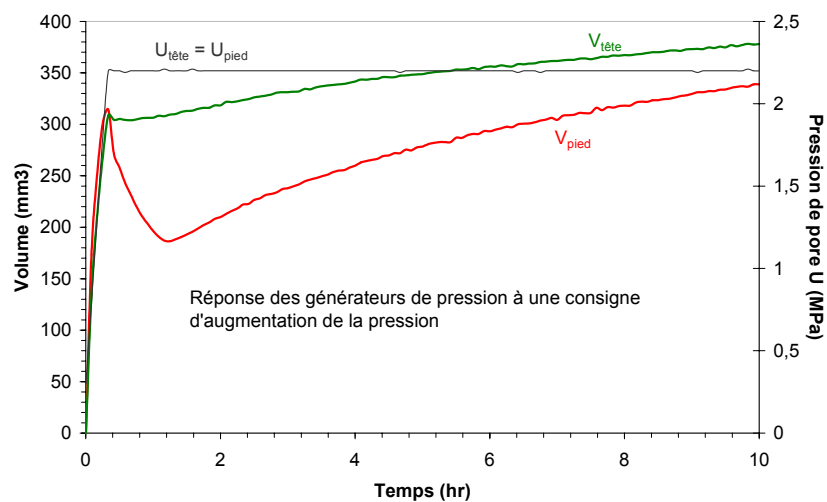
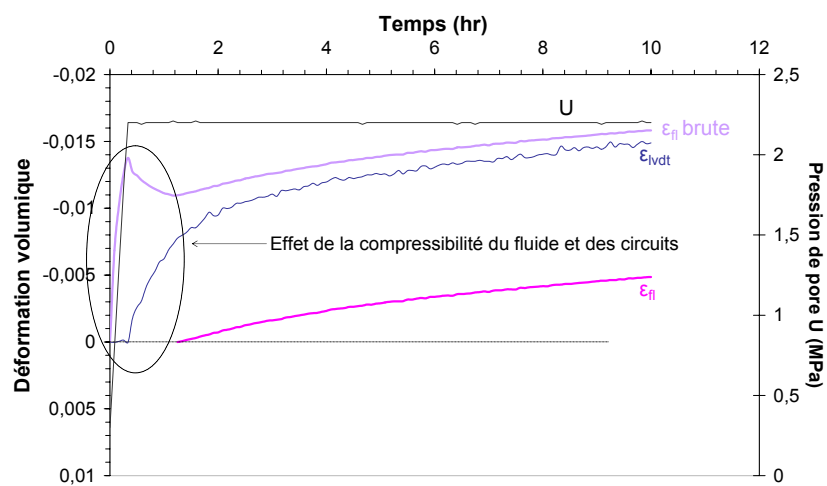
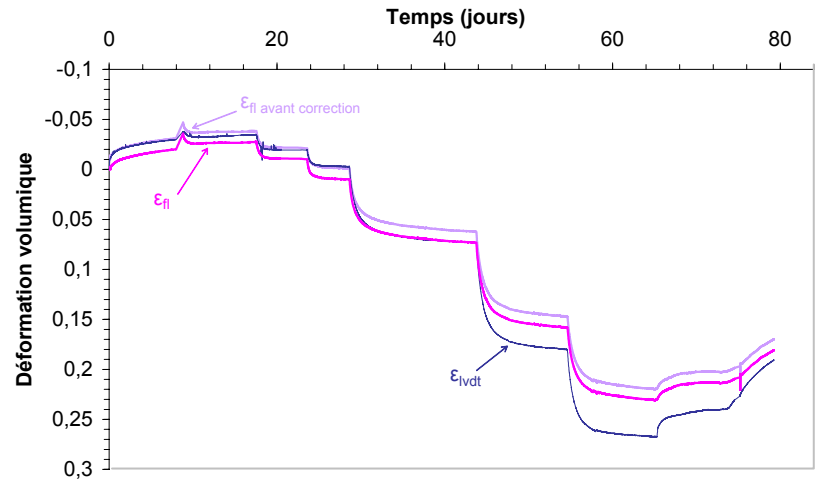
Les résultats obtenus au moyen d'une modélisation simple (ordre de grandeur des débits et t^{RP}) permettent de fiabiliser les mesures de perméabilité sous gradient. Cependant le modèle ne prend pas en compte les interactions eau-argile qui peuvent donné lieu à des flux dans l'échantillon (flux osmotique par exemple) et ainsi mettre en défaut la loi phénoménologique de Darcy.

Annexe 4-1
Analyse granulométrique de l'argile de Boom naturelle
(bloc A)
(Université de Rome)



Annexe 4-2

Compressibilité du fluide soumis à une variation de pression

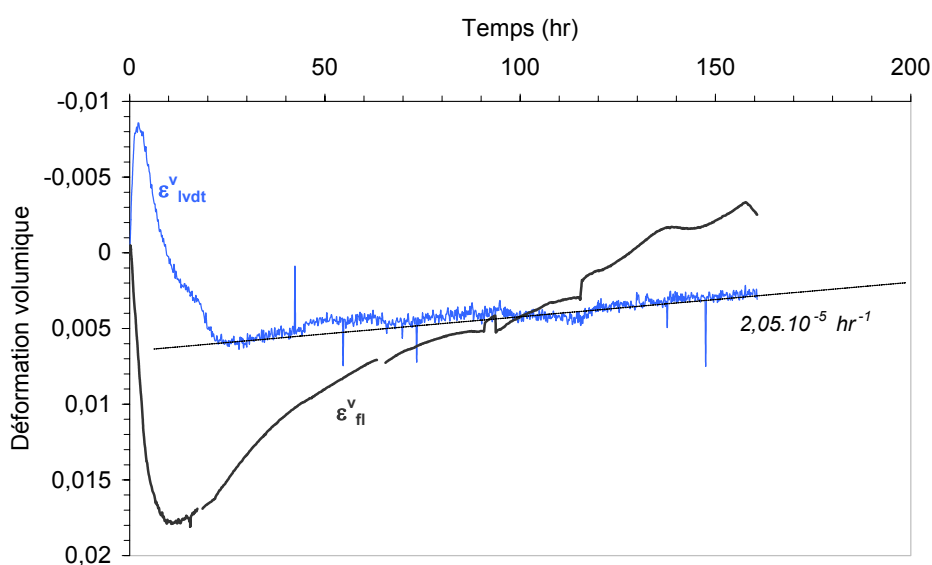


Annexe 4-3

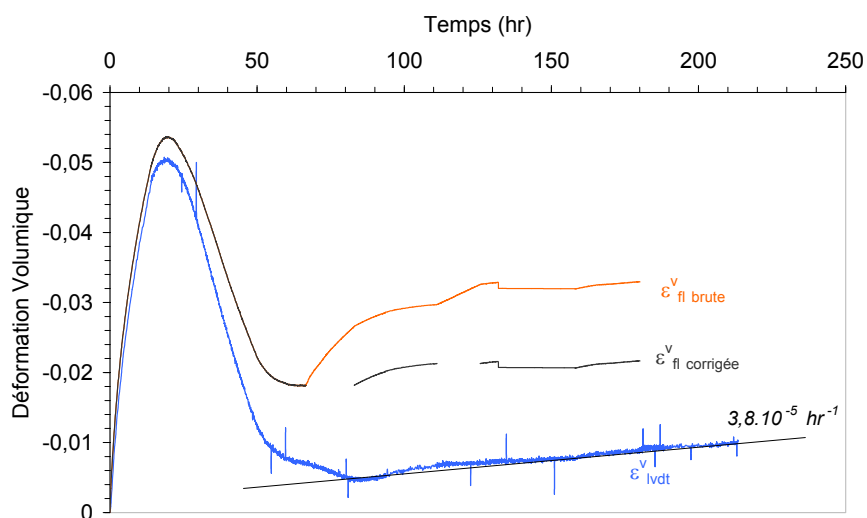
Déformation volumique des échantillons d'argile de Boom pendant la consolidation isotrope

ε_{fl} représente la variation de volume d'eau dans l'échantillon et ε_{lvd} représente la variation de volume calculée à partir de la mesure des déformations axiales et radiales locales.

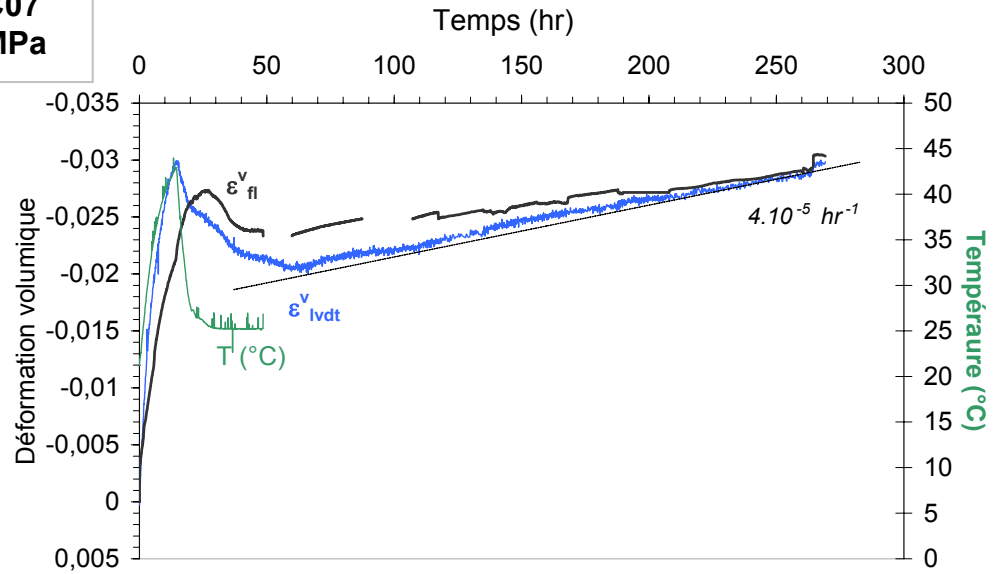
Essai BC05 $p'_0 = 2,3 \text{ MPa}$



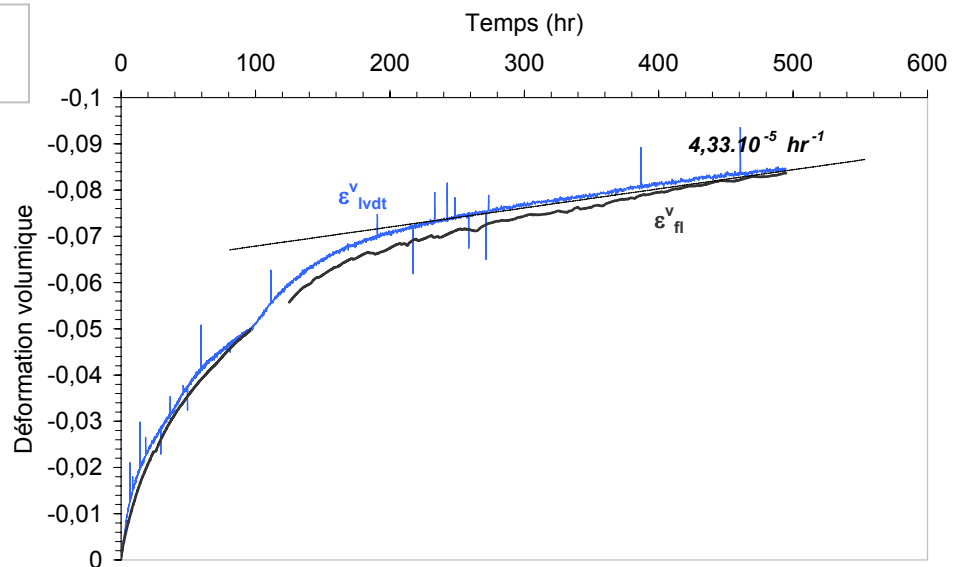
Essai BC06 $p'_0 = 2,3 \text{ MPa}$



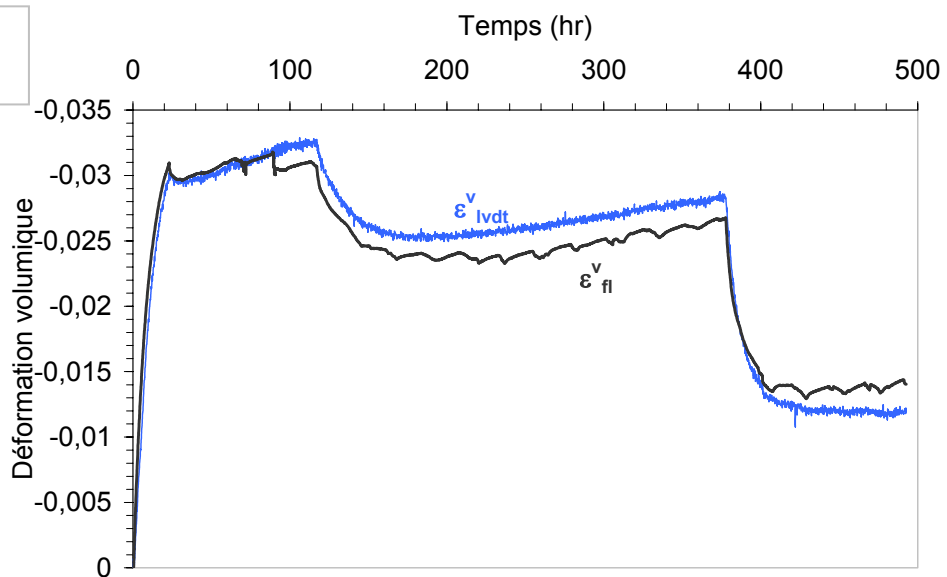
Essai BC07
 $p'_0 = 2,3 \text{ MPa}$



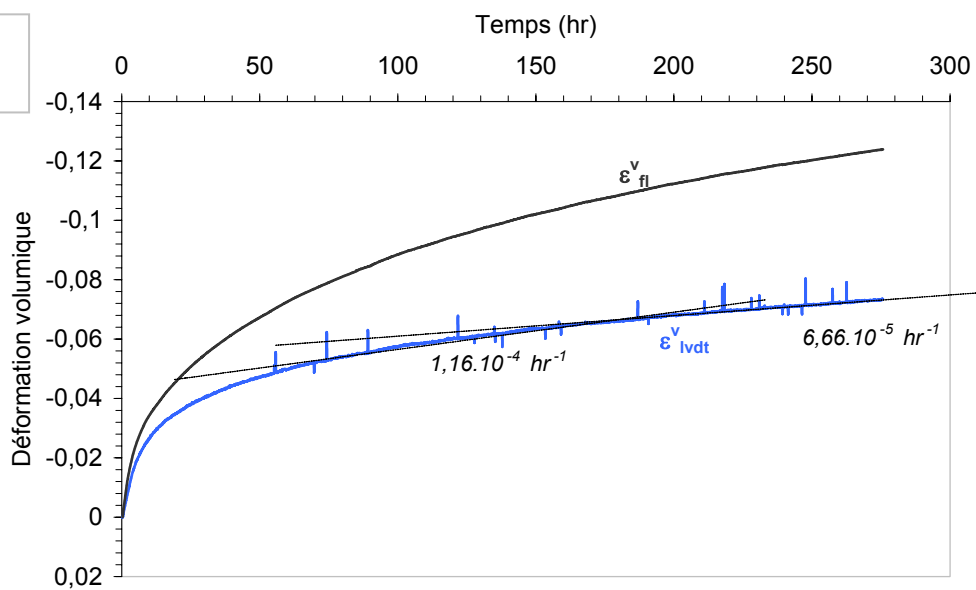
Essai BC08
 $p'_0 = 0,4 \text{ MPa}$



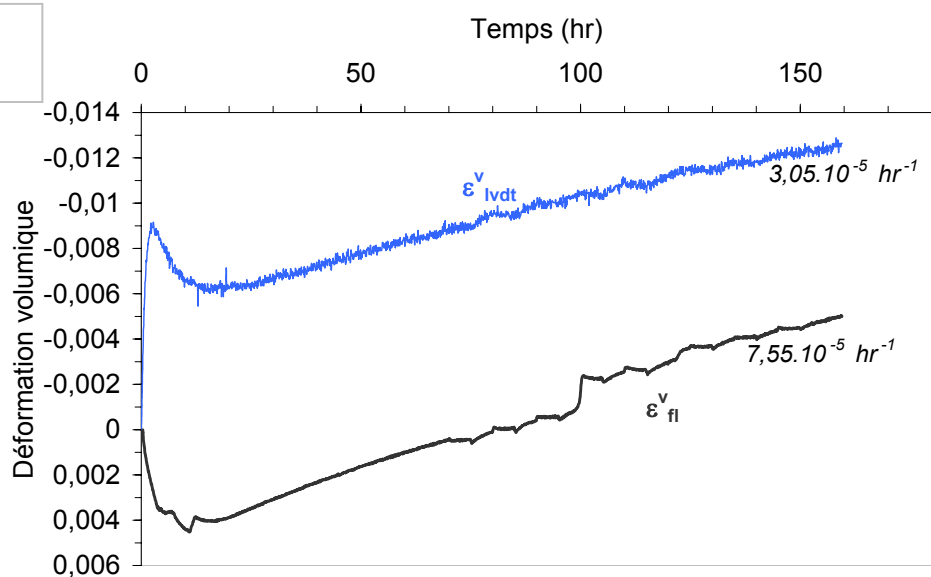
Essai BC09
 $p'_0 = 5 \text{ MPa}$



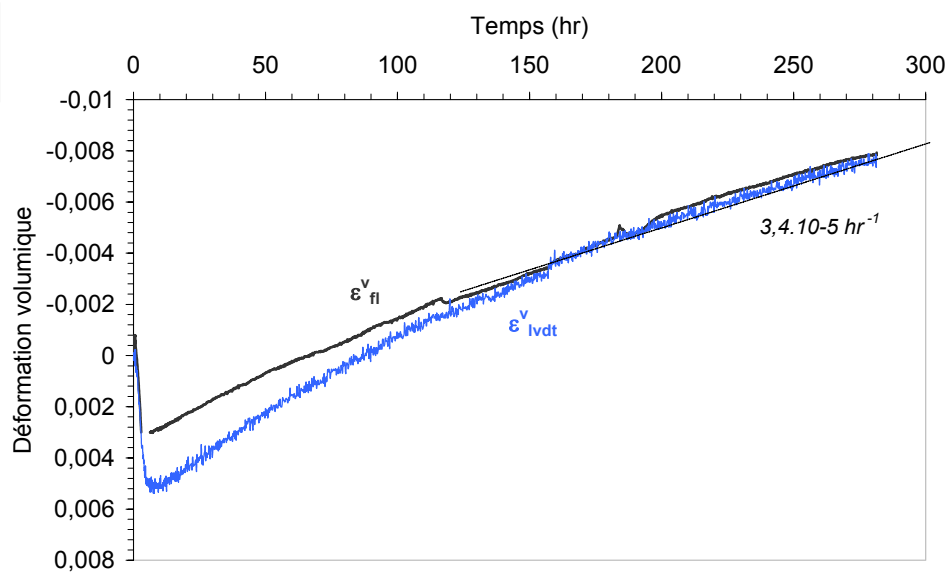
Essai BC11
 $p'_0 = 0,4 \text{ MPa}$

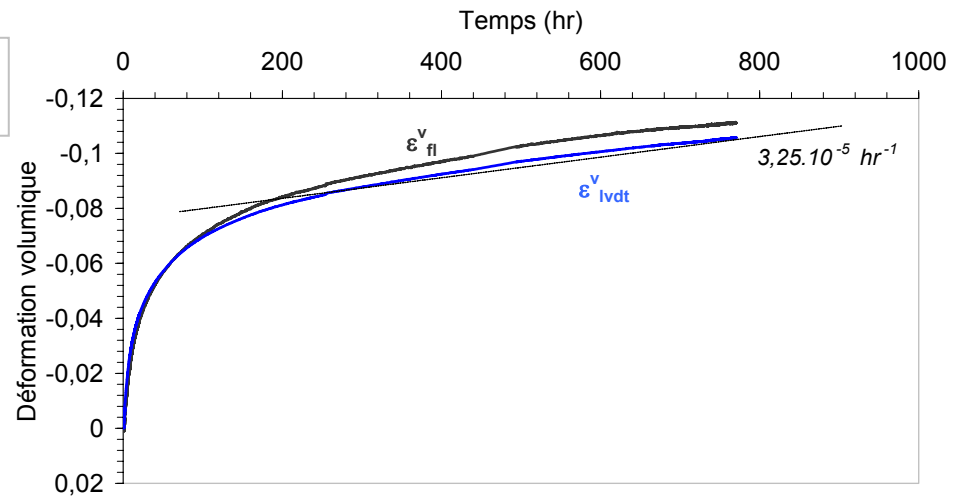
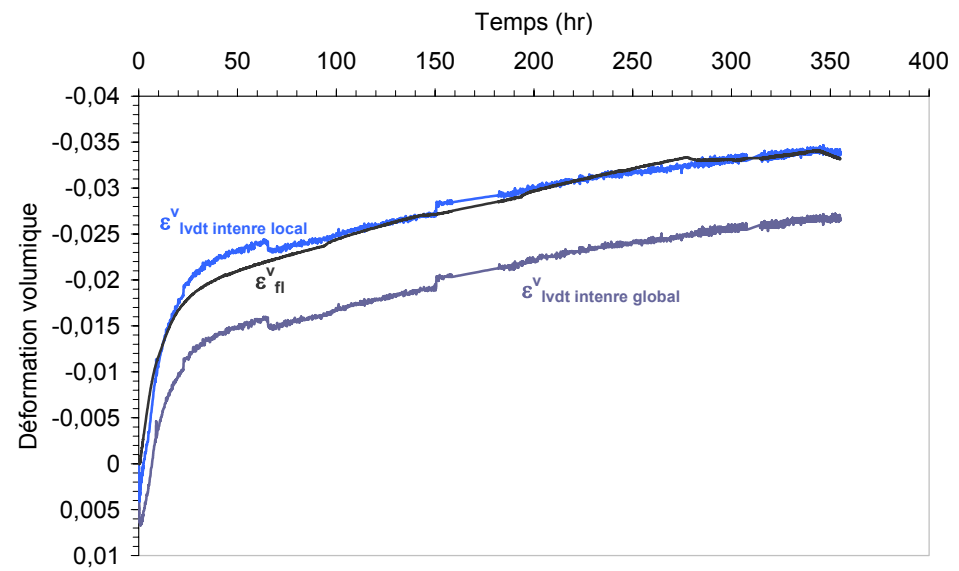


Essai BC12
 $p'_0 = 2,3 \text{ MPa}$



Essai BC18
 $p'_0 = 2 \text{ MPa}$



Essai BC19
 $p'_0 = 0,4 \text{ MPa}$ **Essai BC20**
 $p'_0 = 2.3 \text{ MPa}$ 

Annexe 4-4

Calcul de la variation relative de volume d'un échantillon dans l'hypothèse d'une déformation non homogène :

Cas d'une géométrie en tonneau

En petite déformation et en condition homogène (déformation en cylindre), la variation relative de volume $\Delta V/V_0$ est définie comme la somme des déformations mesurées axialement (ε_1) et radialement (ε_2 et ε_3) :

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{V_1 - V_0}{V_0} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

En laboratoire, les échantillons se déforment rarement de manière homogène, malgré que l'on essaie toujours de se placer dans des conditions expérimentales qui permettent de justifier de ne pas être trop loin du cas homogène.

Lors d'un essai triaxial, les effets de bord dus aux frottements aux extrémités d'un échantillon entraînent une non homogénéité des déformations. Une géométrie en tonneau des échantillons est un exemple classique de cela.

Certains de nos échantillons se sont clairement déformés en tonneau. Nous avons donc déterminé l'expression analytique du volume d'un tonneau à chaque instant, connaissant le raccourcissement de l'échantillon et la variation de son diamètre à mi-hauteur (ce sont des mesures expérimentales).

Pour cela nous avons fait les deux hypothèses suivantes :

- ✕ un profil parabolique de la surface externe (Figure 1)
- ✕ le diamètre des sections aux extrémités de l'échantillon est constant (fretage parfait aux extrémités).

Initialement l'échantillon est un cylindre de hauteur H_0 et de rayon r_0 . A chaque instant l'équation de la parabole de sommet S ($r_s, 0$) est :

$$r(t, z) = r_s(t) + \frac{4 * (r_0 - r_s(t))}{H(t)^2} z^2 \quad (1)$$

où r_s est le rayon du point S.

On définit par ailleurs $\Delta r = r_0 - r_s$

Le volume du tonneau s'écrit :

$$V(t) = \iiint_{0-2\pi} r(t, z).d\theta.dz.dr = 2\pi \iint_{0-r} r(t, z).dr.dz = \pi \int_{-H/2}^{+H/2} r^2(t, z).dz \quad (2)$$

En introduisant l'équation (1) dans (2) et en intégrant terme à terme, on obtient :

$$V(t) = \pi H(t).r_s^2 + \frac{2\pi}{3} r_s (r_0 - r_s) H(t) + \frac{\pi}{5} (r_0 - r_s)^2 H(t) \quad (3)$$

Les deux derniers termes dans l'expression (3) représentent l'erreur commise lorsque l'hypothèse d'une déformation homogène (en cylindre) est faite.

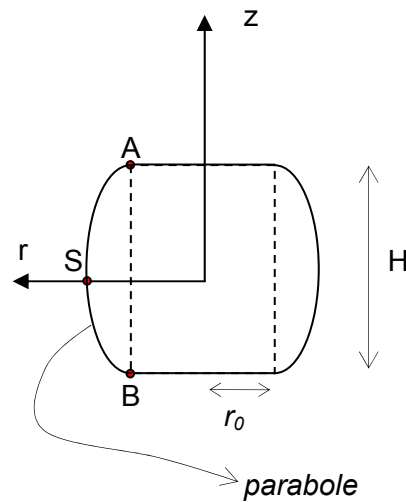
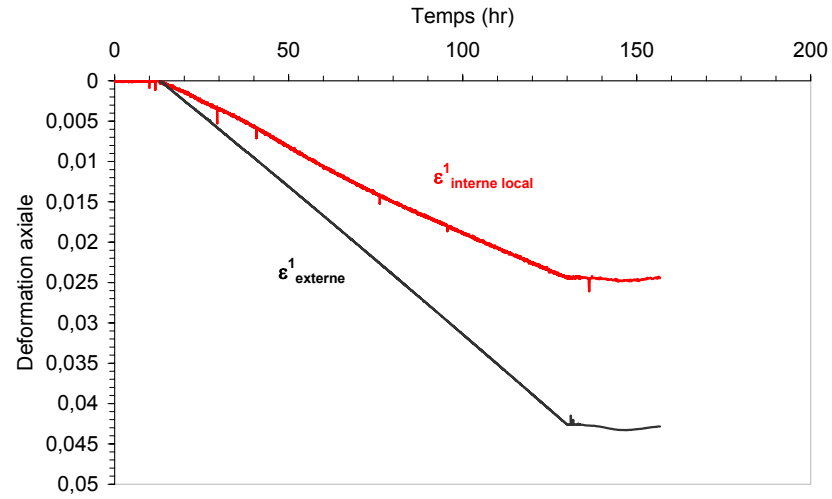
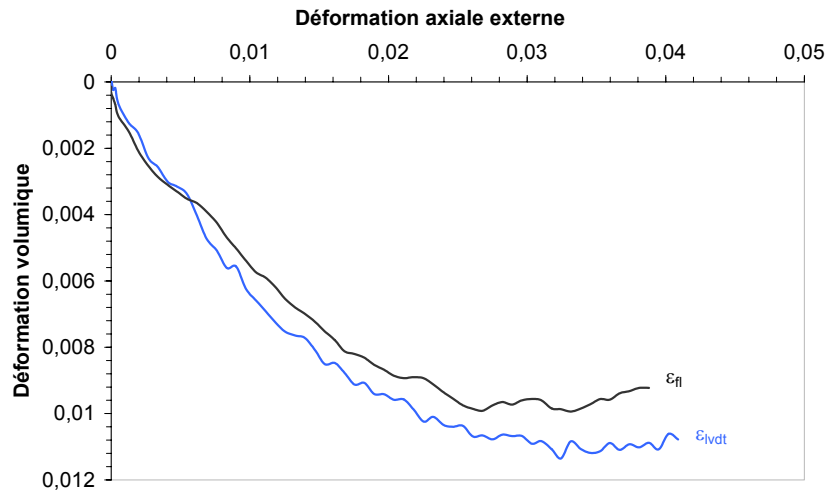


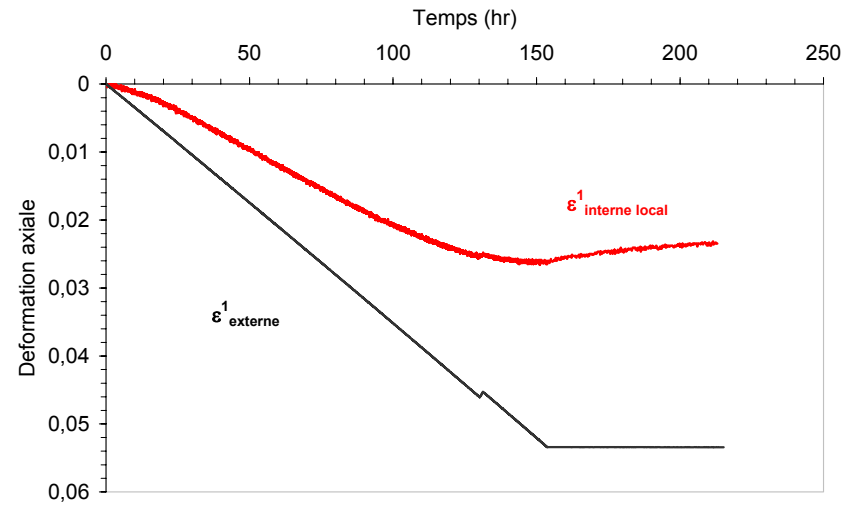
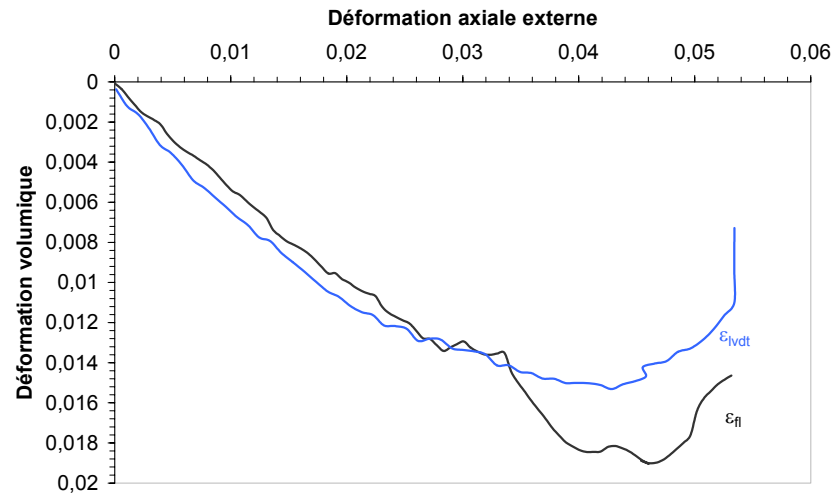
Figure1 : Géométrie du problème.

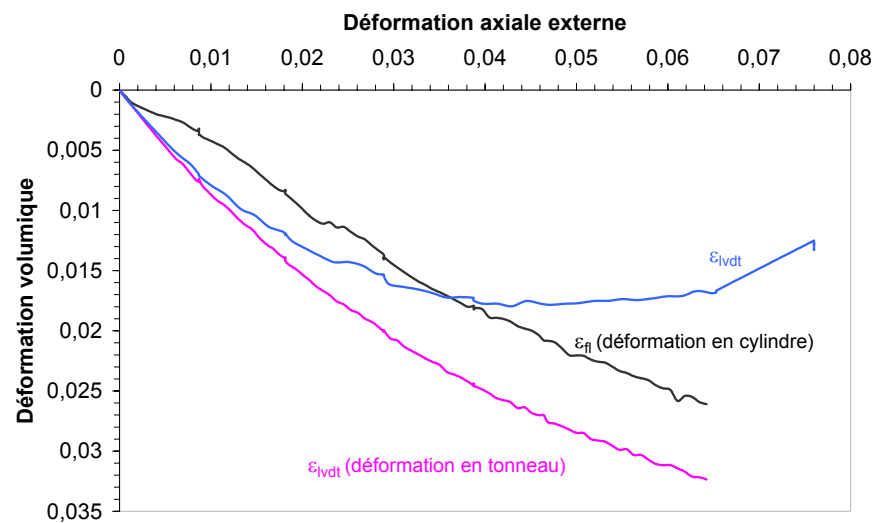
Réponse volumique de l'échantillon pendant la phase déviatoire en fonction de la déformation axiale considérée



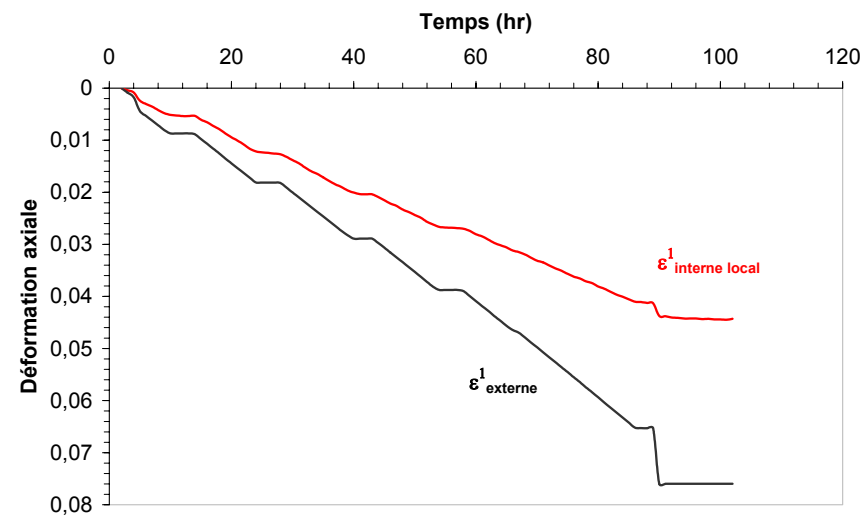
BC07 $p'_0 = 2.3$ MPa

BC08 $p'_0 = 0.4$ MPa

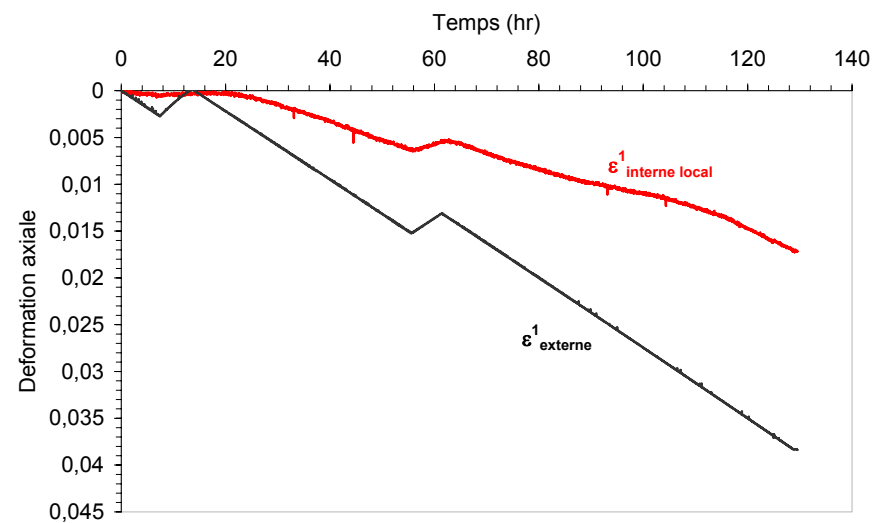
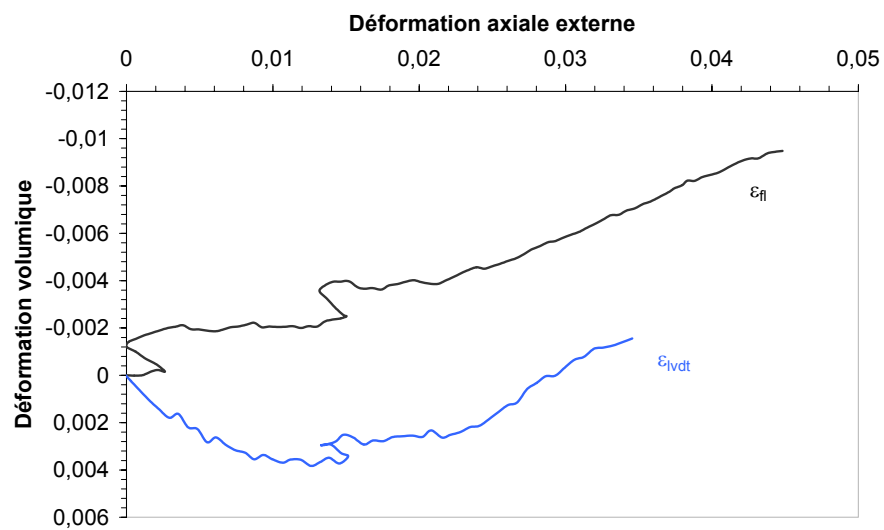


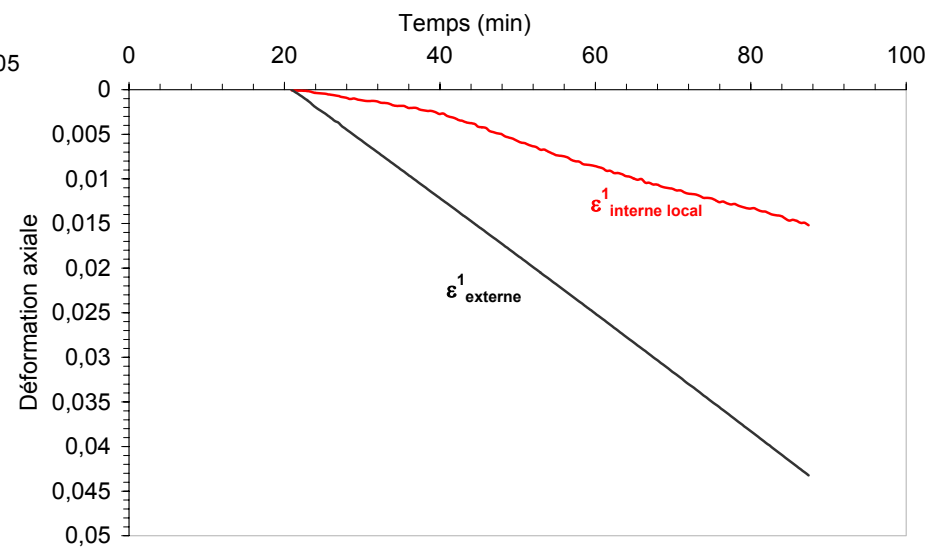
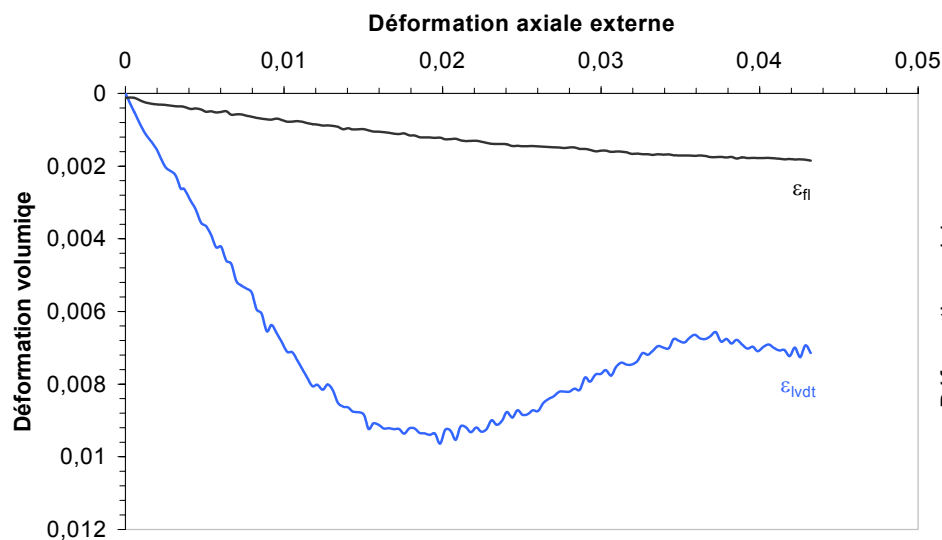


BC09 $p'_0 = 5 \text{ MPa}$

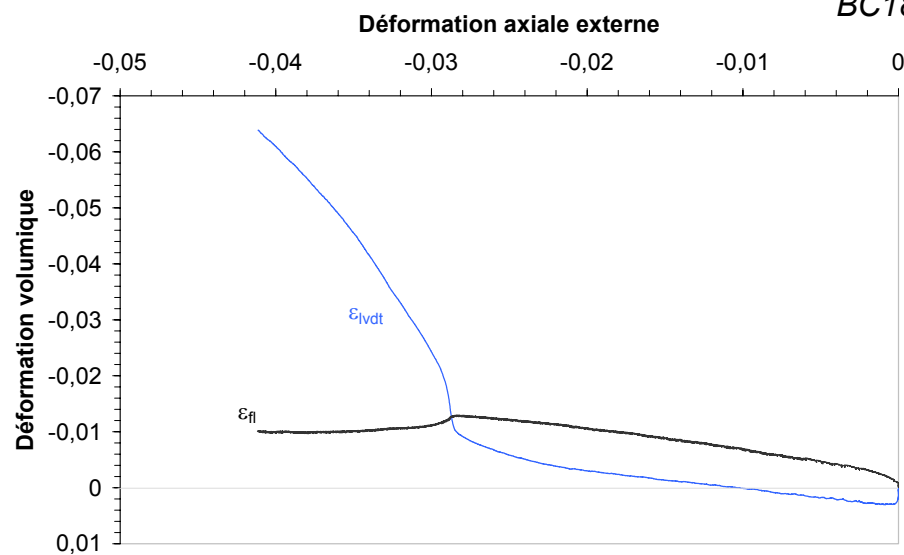


BC11 $p'_0 = 0.4 \text{ MPa}$

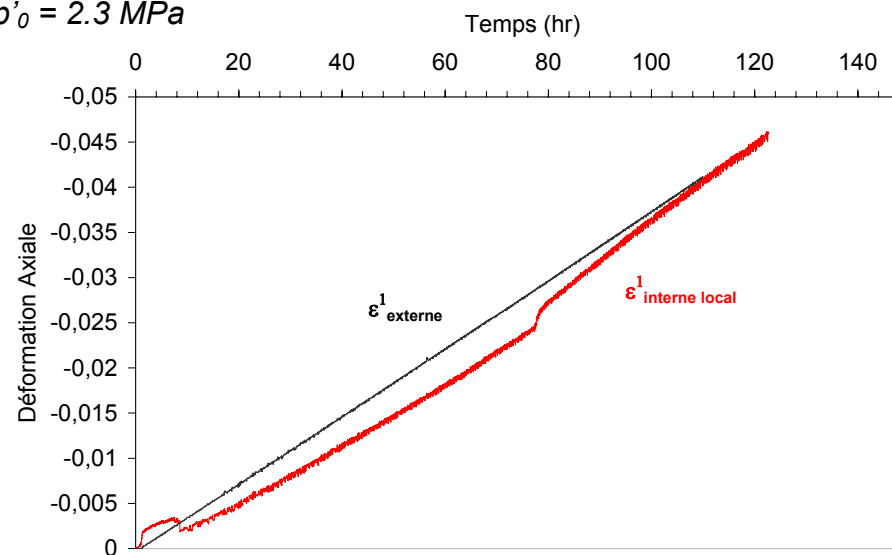


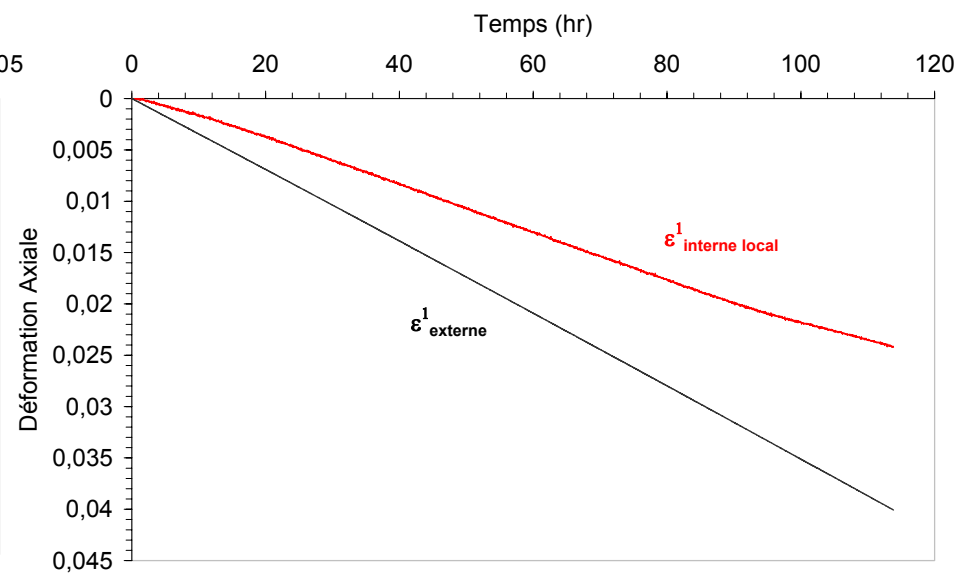
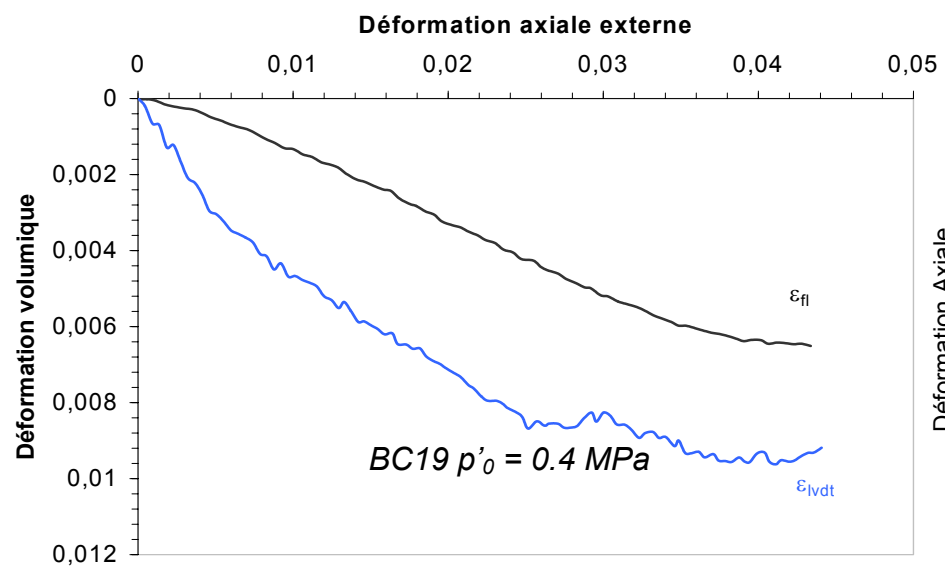


BC12 $p'_0 = 2.3 \text{ MPa}$



BC18 $p'_0 = 2.3 \text{ MPa}$

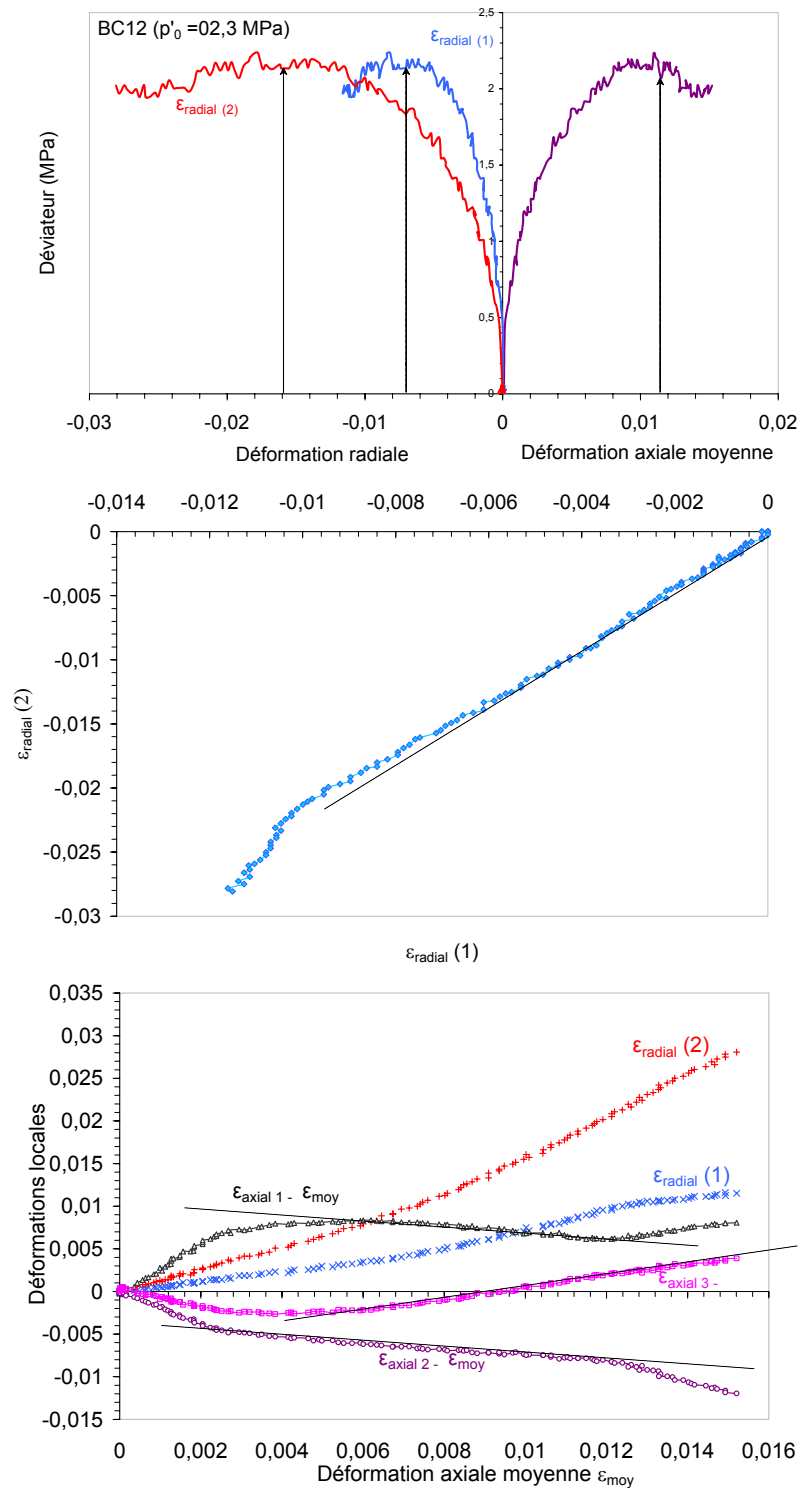




Annexe 4-6

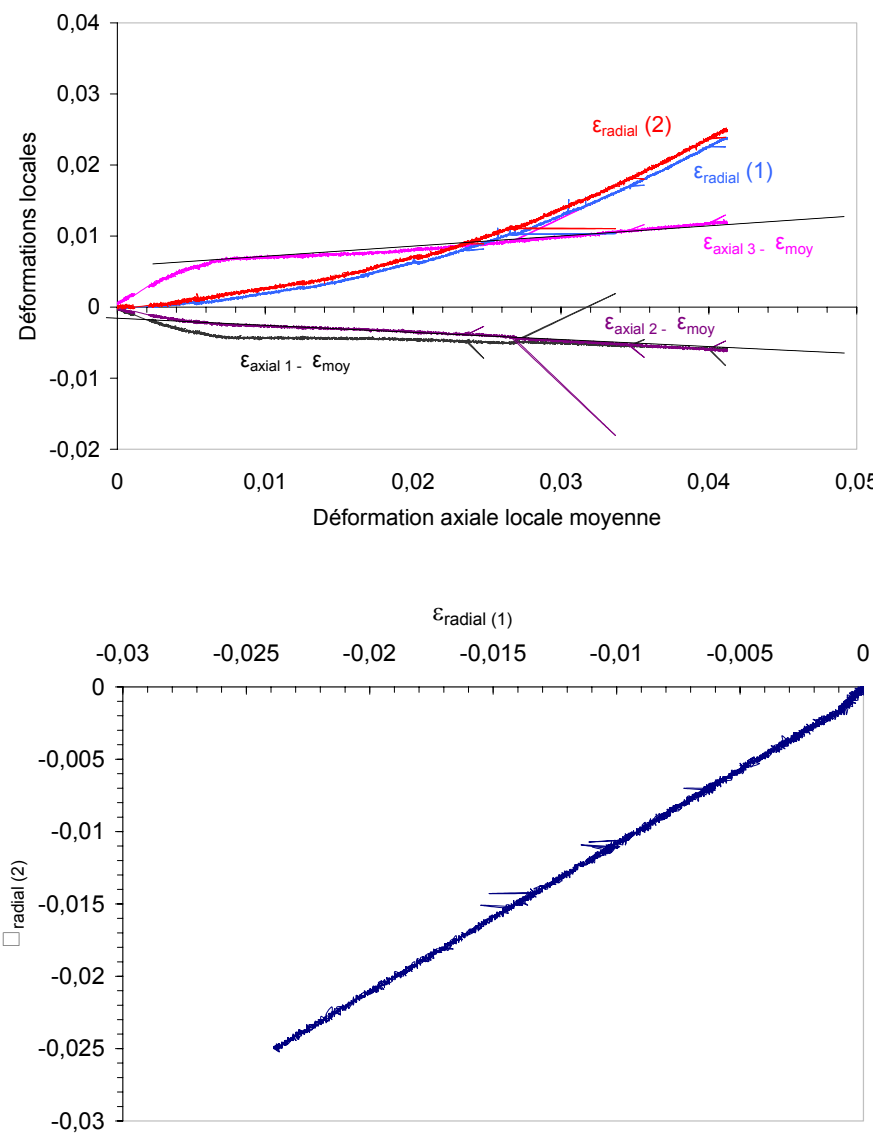
Détection de la localisation des déformations dans le cas d'un échantillon sollicité à grande vitesse de déplacement

Essai BC12



Détection de la localisation des déformations dans le cas d'un échantillon sollicité à fort confinement ($p'_0=5$ MPa)

Essai BC09



Annexe 5-1

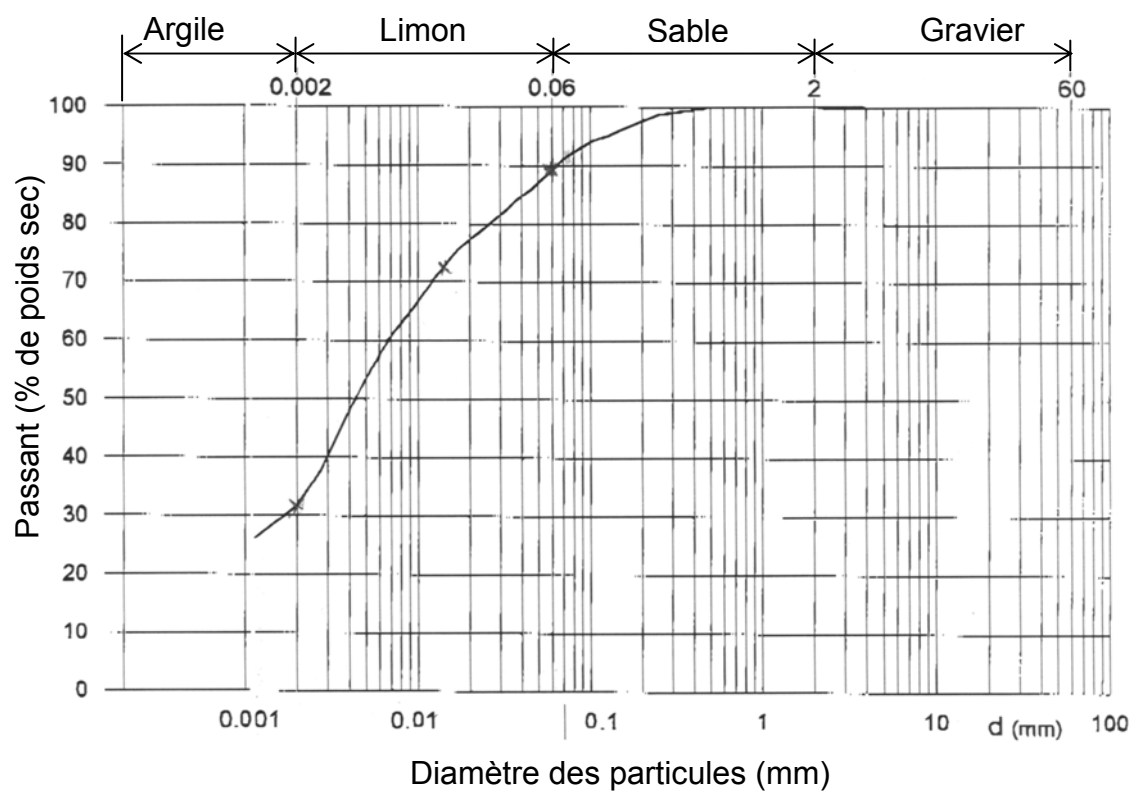
Eau synthétique pour l'argile à Opalinus
Type A1
Projet Mont Terri, TN 99-31 (J. Pearson)

NaCl	12.38
KCl	0.12
MgCl ₂	1.61
CaCl ₂	2.86
SrCl ₂	0.08
Na ₂ SO ₄	2.00
NaHCO ₃	0.04
pH	7.6

Les quantités de sels sont données en gramme d'agents chimiques anhydres par kg d'eau distillée ou déionisée.

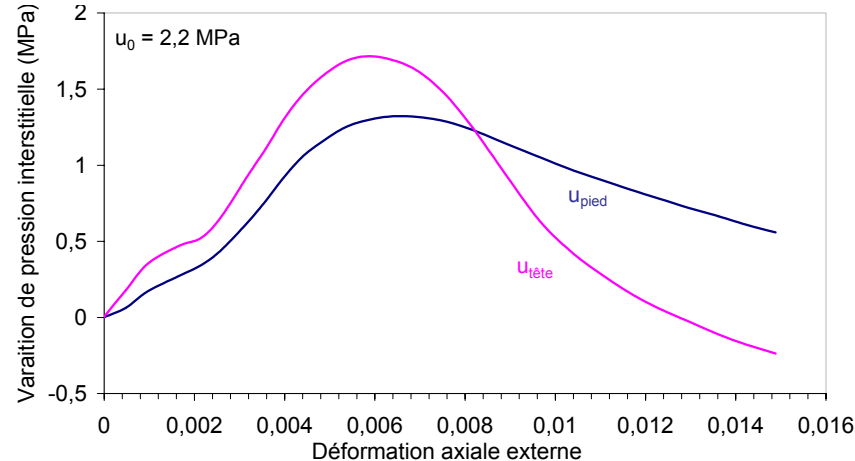
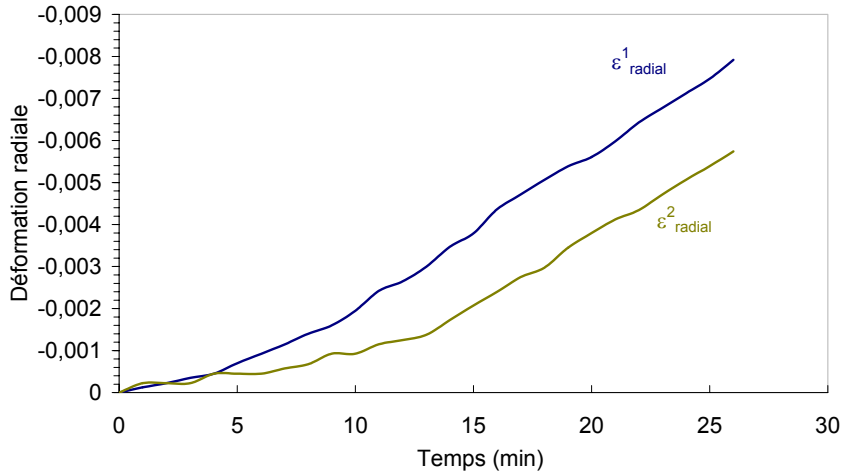
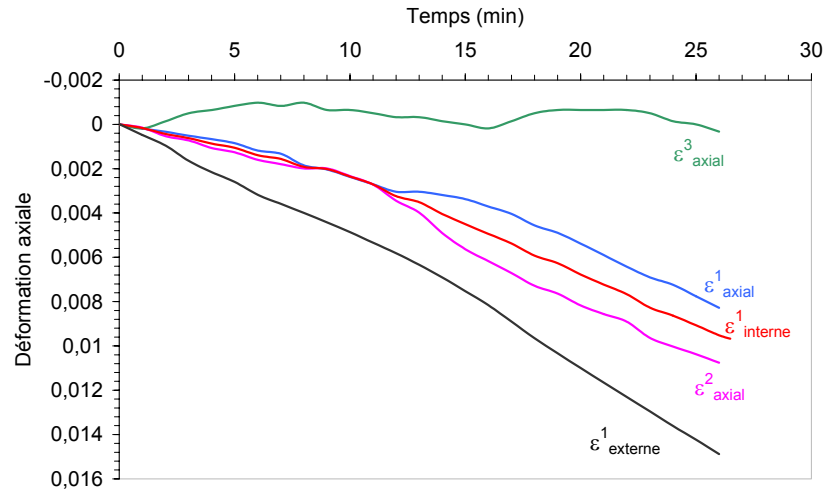
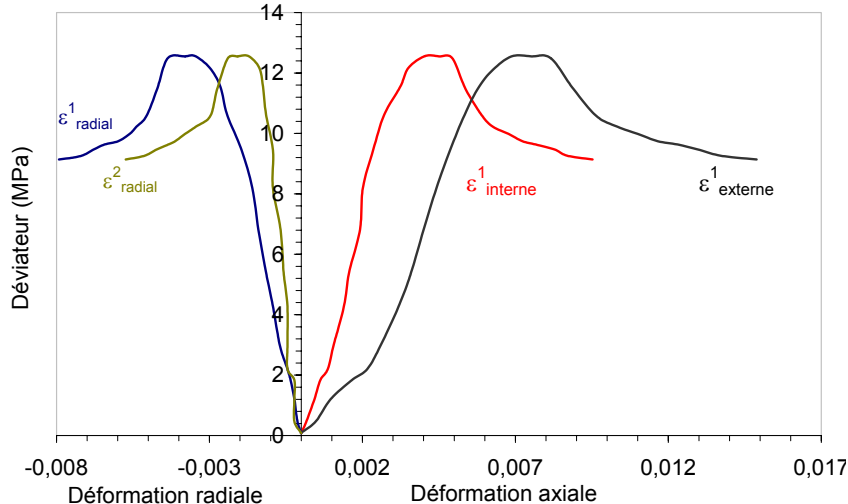
Annexe 5-2

Analyses granulométriques de l'argile à Opalinus naturelle
(Université de Rome)

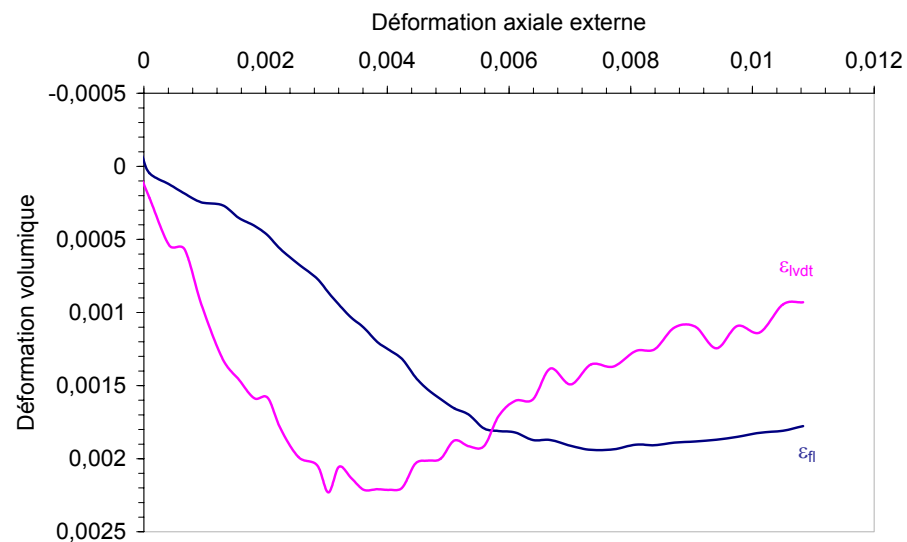
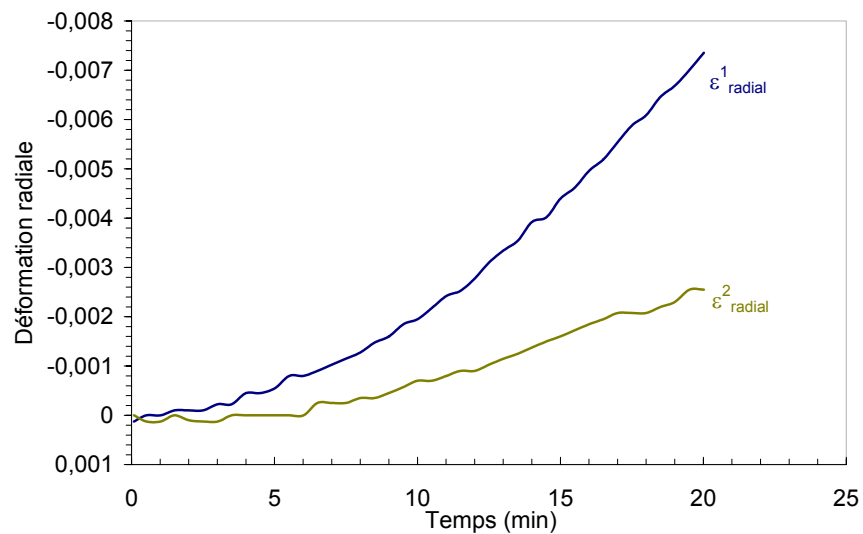
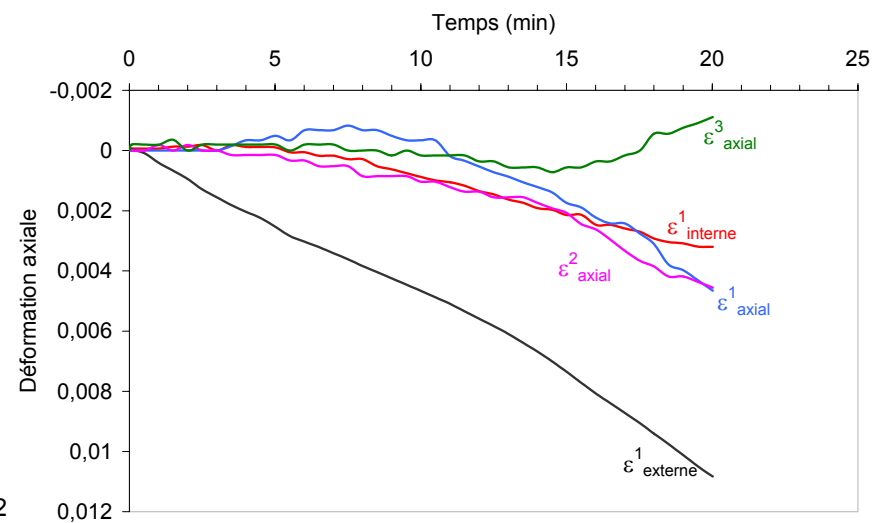
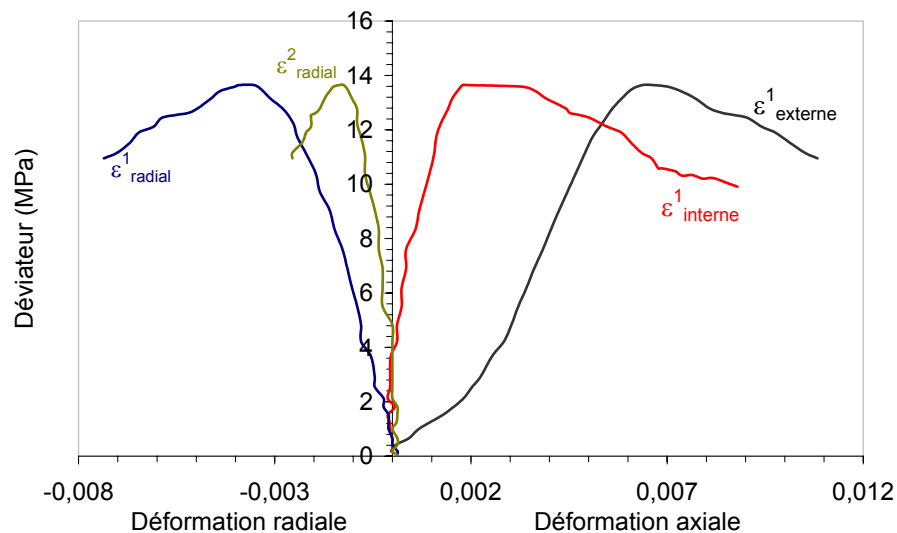


Annexe 5-3

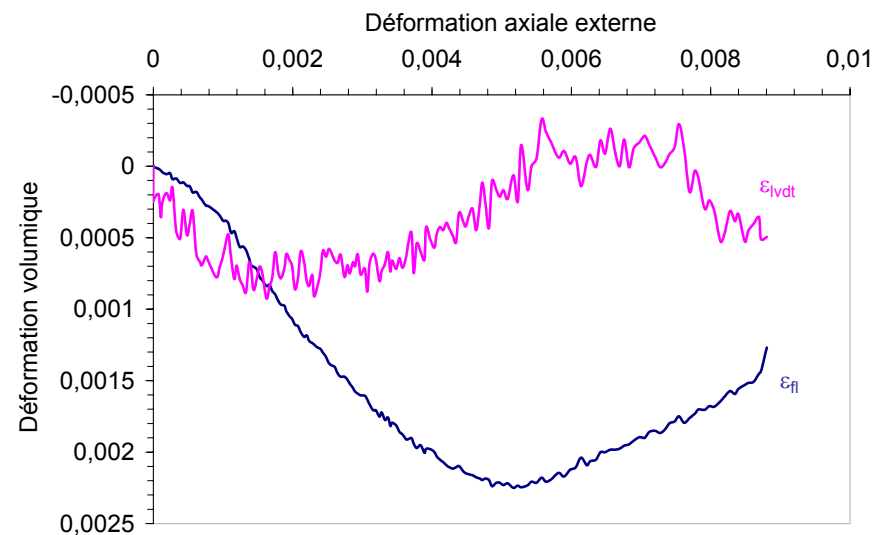
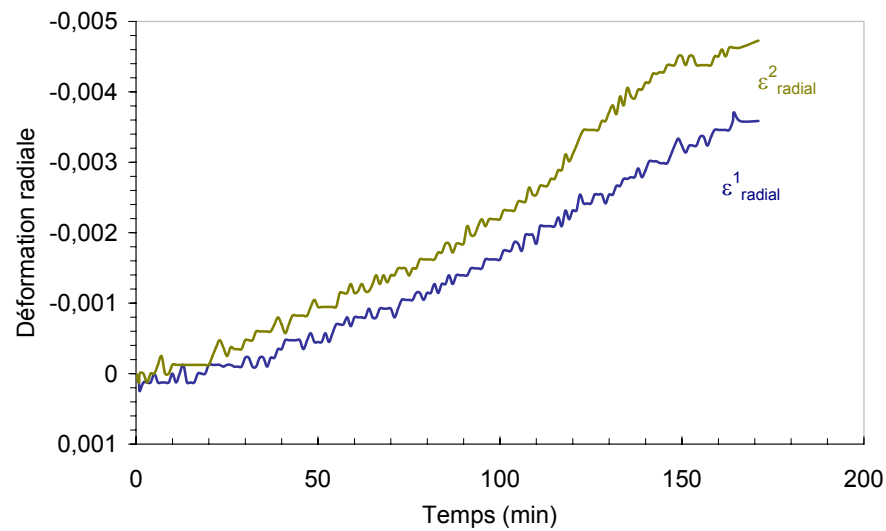
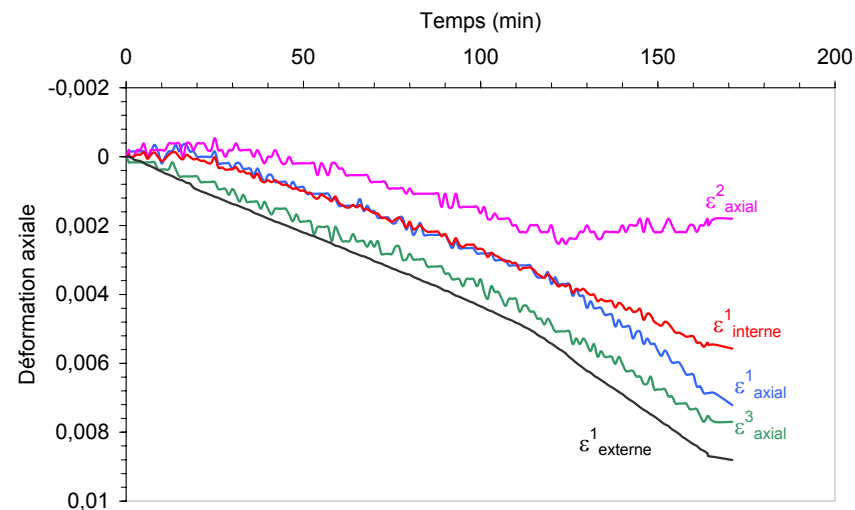
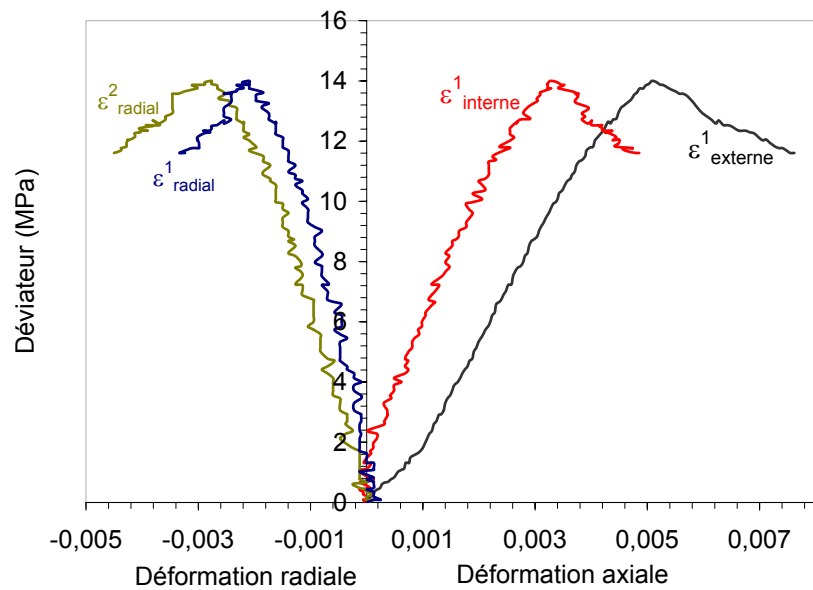
Essai OC06 – $p'_{c0} = 2.3 \text{ MPa}$ – $v=25 \text{ } \mu\text{m/min}$



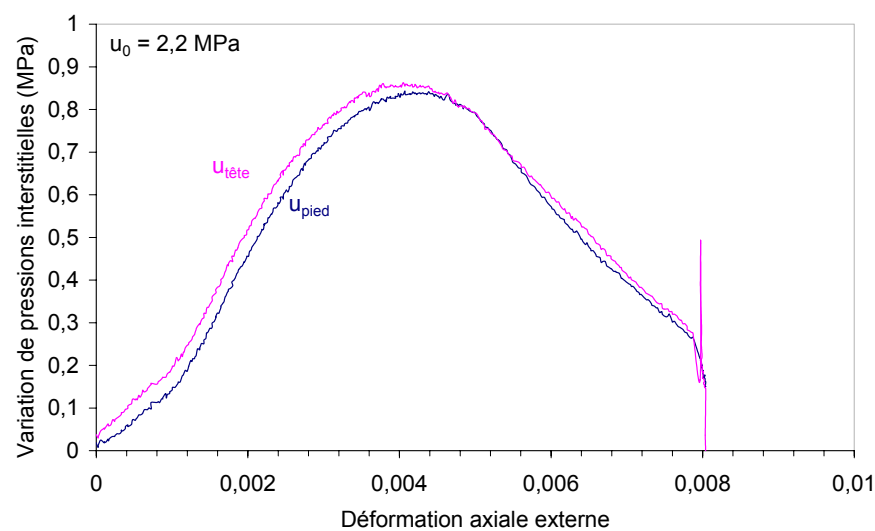
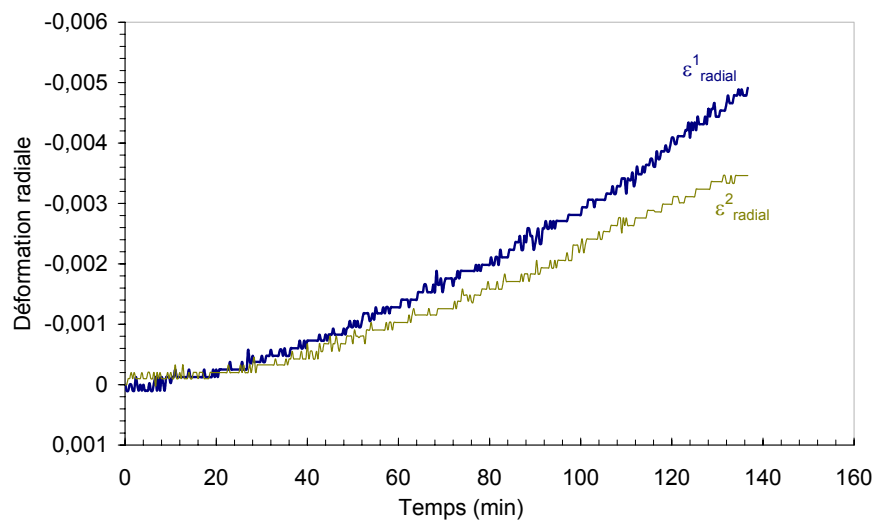
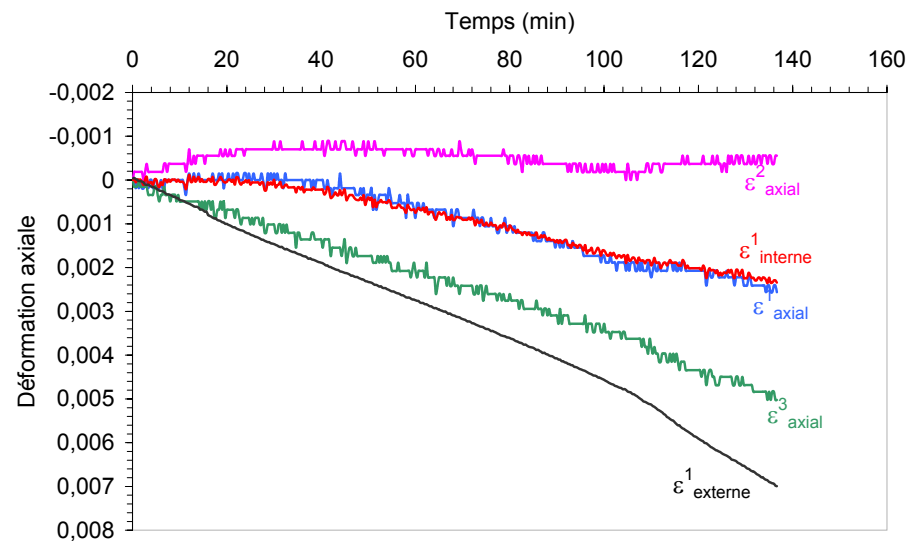
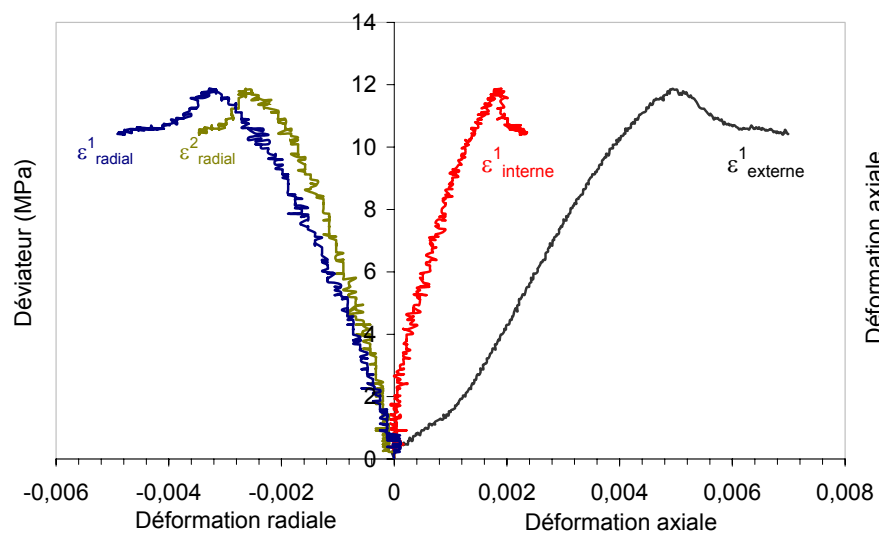
Essai OC07 – $p'_{co} = 2.3 \text{ MPa}$ – $v=25 \text{ }\mu\text{m/min}$



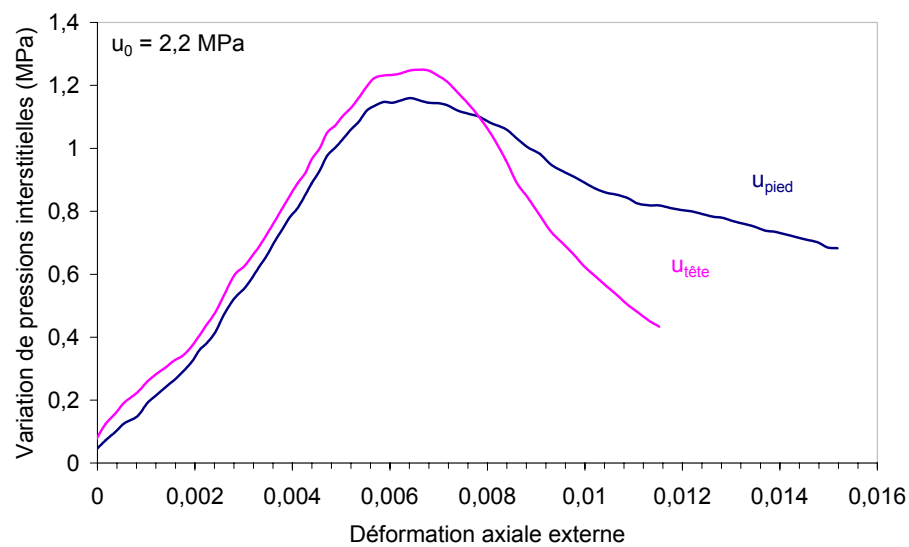
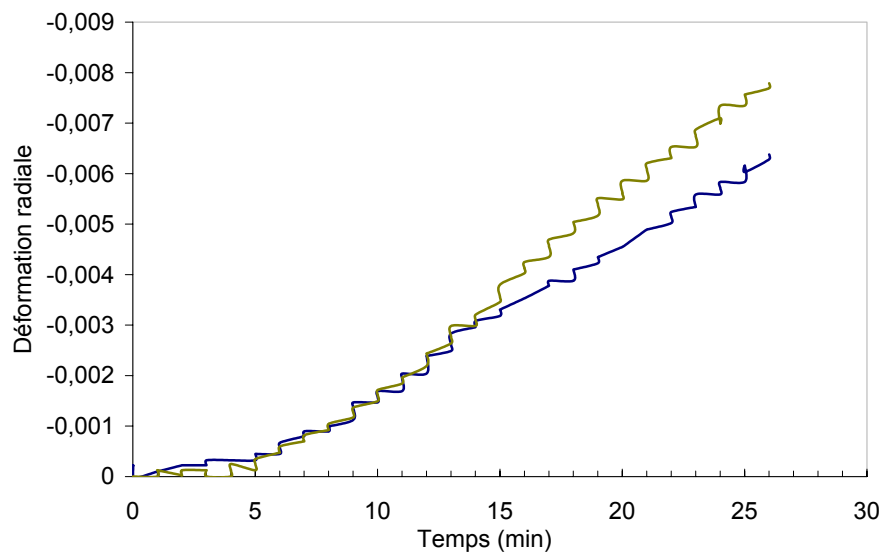
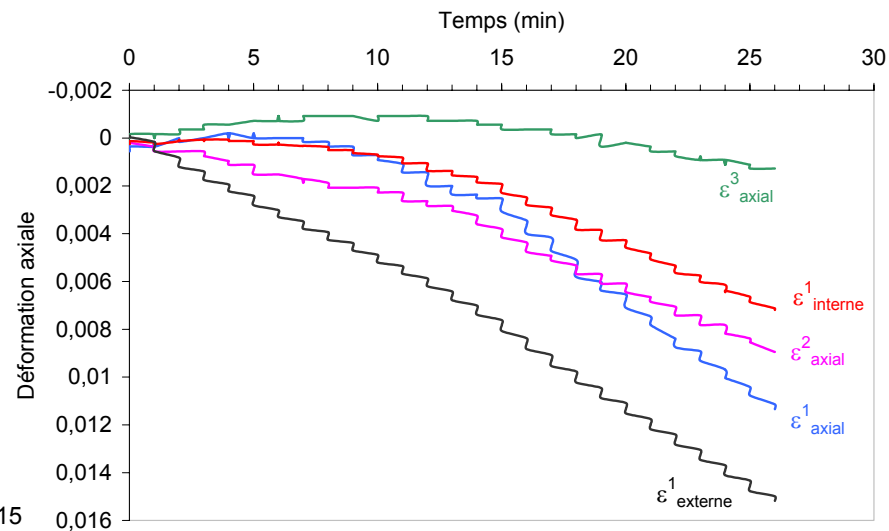
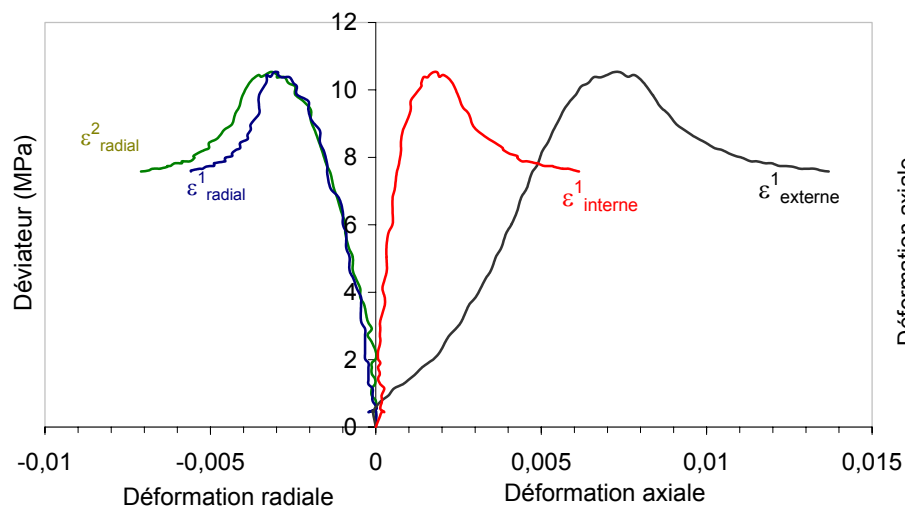
Essai OC08 – $p'_{c0} = 2.3 \text{ MPa}$ – $v = 2,5 \text{ } \mu\text{m/min}$



Essai OC09 – $p'_{\infty} = 2.3 \text{ MPa}$ – $v = 2,5 \text{ }\mu\text{m/min}$



Essai OC10 – $p'_{c0} = 2.3 \text{ MPa}$ – $v = 2,5 \text{ } \mu\text{m/min}$



Essai OC11 – $p'_{\infty} = 5 \text{ MPa}$ – $v = 2,5 \text{ } \mu\text{m/min}$

