



**HAL**  
open science

# Hydromécanique du contact entre géomatériaux: expérimentation et modélisation. Application au stockage de déchets nucléaires

Olivier Buzzi

► **To cite this version:**

Olivier Buzzi. Hydromécanique du contact entre géomatériaux: expérimentation et modélisation. Application au stockage de déchets nucléaires. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2004. Français. NNT: . tel-00008417

**HAL Id: tel-00008417**

**<https://theses.hal.science/tel-00008417>**

Submitted on 9 Feb 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.

UNIVERSITE GRENOBLE I  
JOSEPH FOURIER  
N° attribué par la bibliothèque

## THESE

Présentée par

**Olivier BUZZI**  
Agrégé de Génie Civil

Pour obtenir le titre de DOCTEUR de

**L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER-GRENOBLE I**  
(arrêté ministériel du 5 juillet 1984 et du 30 mars 1992)

Spécialité : Génie Civil

# **Hydromécanique du contact entre Géomatériaux : Expérimentation et Modélisation. Application au stockage de déchets nucléaires.**

Date de soutenance : 15 décembre 2004

### Composition du jury :

Président	M. J. Mazars	Professeur à l'INPG, Grenoble
Rapporteurs	M. A. Gens	Professeur à l'UPC Barcelone
	M. J.P. Pigué	Professeur à l'Ecole des Mines, Nancy
Examineurs	M. M. Boulon	Professeur à l'UJF, Grenoble
	M. G.P. Giani	Professeur à l'Université de Parme
Invités	M. F. Deleruyelle	Ingénieur IRSN, Fontenay aux Roses
	M. N. Hoteit	Chef de service ANDRA, Chatenay Malabry



---

## Remerciements

---

Le temps de passer de la version provisoire à la version définitive de ce manuscrit étant enfin arrivé, j'ai le plaisir d'écrire ces remerciements destinés à ceux avec qui j'ai travaillé, collaboré ou discuté dans le cadre de cette thèse et aussi à ceux qui ont eu la malchance de fréquenter, de près ou de loin, un thésard et qui, inéluctablement, en ont supporté les conséquences... ;-)

Tout d'abord, je souhaite témoigner ma reconnaissance au Professeur Marc Boulon pour m'avoir accueilli au sein du laboratoire 3S lorsqu'il en était directeur et pour avoir accepté d'encadrer ce travail de thèse. Cela a été fait avec rigueur et dans des conditions pas toujours évidentes. Outre sa disponibilité, j'ai grandement apprécié la qualité de ses corrections.

Je remercie les Professeurs Antonio Gens et Jack Pierre Piguet d'avoir accepté d'être rapporteurs de cette thèse. Leurs remarques ont été très constructives pour la suite de ce travail.

Je suis reconnaissant au Professeur Jacky Mazars qui a assuré la présidence de mon jury de thèse.

Cette page est aussi pour moi l'occasion de remercier le Professeur Gian Paolo Giani qui, au delà de sa participation au jury, m'a accueilli au sein du département de géotechnique de l'université de Parme durant ma thèse.

Merci à Frédéric Deleruyelle de l'Institut de Radioprotection et Sûreté Nucléaire et à Nasser Hoteit de l'Agence Nationale de gestion des Déchets Radioactifs pour avoir participé au jury et pour avoir, de ce fait, agrémenté le débat scientifique du point de vue des institutions directement concernées par le problème de stockage de déchets radioactifs.

Il est d'usage de dire qu'une thèse c'est aussi un travail d'équipe. Dans cette équipe, il y a ceux avec qui on travaille directement ou indirectement :

- merci à Julien pour les deux années passées à bosser de concert et pour m'avoir appris méticuleusement à casser des cailloux...
- merci aux personnes qui m'ont dépanné au cours de ces trois années : Antoine Miras, Bernard Rey, Yves Orengo, Alexandre Martin, François Bonnel, Frédéric Da Cunha et tous les autres...
- merci à Margherita Ferrero et à l'équipe italienne pour leur aide et leurs conseils numériques,

- merci à Cino et Etienne pour leur disponibilité et pour leurs conseils,
- merci aux doctorants passés par le labo et que j'ai eu le plaisir de côtoyer.

Et puis il y a ceux qui font partie de l'équipe...plutôt malgré eux : merci à Mick et Céline pour avoir assuré les arrières et la logistique pendant les périodes critiques, merci à Anna pour son infinie (?) patience, qui a supporté tout ça avec l'impression de remettre le couvert....

---

## Résumé

---

Face au problème du devenir des déchets nucléaires, point délicat soulevé depuis une vingtaine d'années, les nations concernées ont envisagé plusieurs stratégies, et ont notamment entrepris l'étude de faisabilité de sites de stockage en grande profondeur ainsi qu'une étude générale sur l'ensemble du problème, tant du point de vue des barrières (géologiques ou ouvragées) que du point de vue des colis radioactifs. Ainsi, les matériaux constitutifs des barrières sont connus dans leurs grandes lignes mais les contacts entre géomatériaux sont susceptibles d'être des zones critiques en terme d'écoulement de fluides. Ce travail de thèse, réalisé au laboratoire 3S, porte sur la caractérisation du comportement hydromécanique de diverses interfaces entre géomatériaux. Les contacts Argilite Mortier et Argilite Bentonite ont été étudiés en compression et/ou en cisaillement hydromécanique afin de dégager les caractéristiques de leur comportement et d'identifier les paramètres ayant une influence sur leur transmissivité. La boîte de cisaillement direct pour joint rocheux BCR3D, développée au laboratoire 3S dans l'idée de limiter la rotation relative des épontes, a été utilisée pour ces campagnes d'essais hydromécaniques. Le dispositif hydraulique associé à la BCR3D permet d'accéder à des transmissivités très faibles par les fortes pressions d'injection qu'il autorise (8 MPa). Les résultats, exprimés en terme de transmissivité intrinsèque et calculés sur la base des débits et pression expérimentaux montrent que la transmissivité des interfaces décroît lorsque la contrainte normale augmente. Cette décroissance dépend toutefois du matériau utilisé et des mouvements relatifs des épontes. Même si la bentonite peut être érodée par le fluide, une interface Argilite Bentonite se clôt pour de faibles valeurs de contrainte normale (4 MPa), indépendamment de la composition du mélange tant que l'additif est inerte, tandis que les interfaces Argilite Mortier se referment pour des contraintes plus élevées. Ceci est imputable à la différence de propriétés plastiques entre le mortier et l'argile, et cette différence est accentuée lorsque l'éponte de mortier a subi un rejet latéral, paramètre majeur de cette étude. Les essais de cisaillement mettent en évidence le rôle majeur de la rugosité de l'éponte rocheuse et du niveau initial de contrainte normale sur la réponse hydromécanique des interfaces testées. Si l'interprétation simplifiée théorique permet de comprendre comment agissent ces deux paramètres, l'évolution de la transmissivité au cours du déplacement relatif tangentiel reste aléatoire. Le phénomène d'érosion, observé pour tous les mélanges argileux testés, a été étudié dans le cadre d'une modélisation éléments finis et volumes finis. Le recours à la résolution des équations de Navier Stokes grâce au logiciel Fluent a permis de mener des calculs plus précis que selon les approximations faites classiquement en mécanique des roches et nous avons ainsi validé l'hypothèse de l'existence d'un seuil critique qui a été caractérisé.

**Mots clés :** hydromécanique, expérimentation, modélisation, bentonite, mortier, argilite, interface, contact, géomatériaux, érosion, transmissivité, éléments finis, volumes finis.



---

Table des matières

---

<b>Résumé</b>	<b>ii</b>
<b>Table des matières</b>	<b>iii</b>
<b>Table des figures</b>	<b>xi</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>xxxvi</b>
<b>Liste des symboles et des abréviations</b>	<b>xli</b>
<b>Introduction</b>	<b>1</b>
<b>1 Mécanique et hydromécanique des joints rocheux</b>	<b>3</b>
1.1 Eléments caractérisant un joint rocheux . . . . .	3
1.1.1 Matrice rocheuse . . . . .	4
1.1.2 Rugosité des épontes . . . . .	4
1.1.3 Vides et contacts . . . . .	5
1.2 Comportement mécanique des joints rocheux . . . . .	6
1.2.1 Paramètres de sollicitations mécaniques . . . . .	6
1.2.2 Chemins de contraintes . . . . .	7
1.2.3 Dispositifs de cisaillement direct . . . . .	8
1.2.4 Dispositifs de mesure de morphologie . . . . .	9
1.2.5 Description du comportement mécanique des joints rocheux . . . . .	11
1.2.5.1 Comportement en compression simple . . . . .	11
1.2.5.2 Comportement en cisaillement . . . . .	12
1.3 Comportement hydromécanique des joints rocheux . . . . .	14
1.3.1 Paramètres influençant l'écoulement . . . . .	14
1.3.2 Différents types d'écoulement . . . . .	15
1.3.3 Dispositifs expérimentaux . . . . .	17
1.3.4 Description du comportement hydromécanique . . . . .	18
1.3.4.1 Comportement en compression . . . . .	18
1.3.4.2 Comportement en cisaillement . . . . .	20
1.4 Facteurs d'influence et paramètres importants . . . . .	21
1.4.1 Endommagement des épontes . . . . .	21
1.4.2 Effet d'échelle . . . . .	22



1.5	Modèles de comportement . . . . .	24
1.5.1	Modèles mécaniques . . . . .	24
1.5.2	Modèles hydromécaniques . . . . .	25
1.6	Cas particulier du contact roche béton . . . . .	26
1.7	Conclusion . . . . .	26
<b>2</b>	<b>Clarification du terme bentonite et état des connaissances sur ce matériau</b>	<b>29</b>
2.1	Clarification du terme bentonite . . . . .	29
2.1.1	Structure générale d'une argile . . . . .	29
2.1.2	Précisions quant à la bentonite . . . . .	37
2.2	utilisation en géotechnique et cas particulier du stockage de déchets radioactifs . . . . .	37
2.3	Le milieu sol . . . . .	39
2.3.1	Le sol vu comme un milieu poreux et continu . . . . .	39
2.3.2	Loi de Darcy et perméabilité d'un sol . . . . .	40
2.3.3	Particularité des sols non saturés . . . . .	43
2.4	Mélanges étudiés dans la littérature . . . . .	45
2.5	Comportement mécanique de l'argile . . . . .	46
2.5.1	Comportement en compression . . . . .	46
2.5.2	Comportement en cisaillement . . . . .	48
2.6	Phénomène de gonflement . . . . .	50
2.7	Paramètres influents . . . . .	52
2.7.1	Degré de saturation . . . . .	52
2.7.2	Compactage . . . . .	55
2.7.3	Influence de la composition des mélanges . . . . .	56
2.8	Modèles de comportement . . . . .	60
2.9	Etudes d'interactions . . . . .	61
2.10	Conclusions . . . . .	62
<b>3</b>	<b>Dispositifs expérimentaux</b>	<b>63</b>
3.1	Le dispositif mécanique de cisaillement direct BCR3D . . . . .	64
3.1.1	Principe et description . . . . .	64
3.1.2	Performances . . . . .	67
3.1.3	Rotations relatives . . . . .	68
3.1.4	Asservissement . . . . .	69
3.2	Système de mesure de conductivité hydraulique . . . . .	71
3.2.1	Description et performances . . . . .	71
3.2.2	Liaison échantillon/BCR3D . . . . .	72
3.2.3	Pilotage d'un essai hydromécanique . . . . .	73
3.3	La membrane conçue pour les essais sur les interfaces Argilite Bentonite . . . . .	74
3.3.1	Exigences . . . . .	74
3.3.2	Conception . . . . .	74
3.3.3	Etalonnage et erreur commise sur la contrainte . . . . .	75
3.4	Dispositif laser Calvin . . . . .	83
3.4.1	Description . . . . .	83
3.4.2	Précision . . . . .	84
3.5	Mesures et acquisition . . . . .	84
3.6	Conclusions sur le dispositif expérimental . . . . .	87

<b>4</b>	<b>Procédures et protocoles expérimentaux</b>	<b>89</b>
4.1	Structure de ce chapitre . . . . .	89
4.2	Programme expérimental . . . . .	90
4.2.1	Essais sur une interface argilite mortier . . . . .	90
4.2.1.1	Objectifs . . . . .	90
4.2.1.2	Paramètres étudiés et programme d'essais . . . . .	91
4.2.2	Essais préliminaires de caractérisation des mélanges . . . . .	92
4.2.3	Essais de compression pure hydromécanique . . . . .	95
4.2.3.1	Objectifs . . . . .	95
4.2.3.2	Paramètres étudiés et programme d'essais . . . . .	95
4.2.4	Essais de cisaillement mécaniques et hydromécaniques . . . . .	97
4.2.4.1	Objectifs . . . . .	97
4.2.4.2	Paramètres étudiés et programme d'essais . . . . .	97
4.2.5	Tableau récapitulatif des essais . . . . .	98
4.3	Préparation des échantillons . . . . .	100
4.3.1	Matériaux en présence . . . . .	100
4.3.1.1	Argilite de Tournemire . . . . .	100
4.3.1.2	Bentonite . . . . .	101
4.3.1.3	Sable pour les mélanges BS . . . . .	101
4.3.1.4	Ciment pour les mélanges BC . . . . .	101
4.3.1.5	Mortier pour les essais Argilite Mortier . . . . .	102
4.3.2	Préparation des échantillons Argilite Mortier . . . . .	102
4.3.3	Préparation des carottes de mélanges BS, BR et BC . . . . .	104
4.3.4	Préparation des échantillons argilite bentonite . . . . .	107
4.3.5	Préparation de l'échantillon pour l'essai de cisaillement de bentonite . . . . .	108
4.4	Protocole d'essai . . . . .	109
4.5	Expression des résultats . . . . .	111
4.5.1	Calcul du degré de saturation des carottes BR et BS et de l'incertitude . . . . .	111
4.5.2	Rappel des données expérimentales mesurées . . . . .	114
4.5.3	Hypothèses formulées et calcul de la transmissivité . . . . .	115
<b>5</b>	<b>Résultats expérimentaux et discussion</b>	<b>119</b>
5.1	Structure de ce chapitre . . . . .	119
5.2	Essais de compression pure hydromécanique sur interface Argilite Mortier . . . . .	120
5.2.1	Température du fluide . . . . .	121
5.2.2	Présentation des résultats . . . . .	121
5.2.3	Discussion des résultats . . . . .	124
5.2.3.1	Dispersion . . . . .	124
5.2.3.2	Influence des différents paramètres . . . . .	125
5.2.3.3	Linéarisation du comportement . . . . .	126
5.2.3.4	Etude de la laminarité de l'écoulement . . . . .	128
5.2.4	Conclusion . . . . .	129
5.3	Essais préliminaires . . . . .	131
5.3.1	Essais Proctor . . . . .	131
5.3.2	Mesures de vitesses de propagation d'ondes . . . . .	131
5.3.2.1	Résultats . . . . .	131
5.3.2.2	Discussion . . . . .	133
5.3.3	Essais oedométriques sur les mélanges BS50 et BS90 . . . . .	137
5.3.3.1	Résultats obtenus . . . . .	137
5.3.3.2	Discussion . . . . .	138

5.3.4	Essai de cisaillement à volume constant de la bentonite compactée . . . .	140
5.4	Conclusion . . . . .	143
5.5	Essais de compression pure hydromécanique sur interface Argilite Bentonite . . .	144
5.5.1	Température du fluide . . . . .	144
5.5.2	Couplages intervenant lors de ces essais . . . . .	145
5.5.3	Présentation des résultats . . . . .	145
5.5.3.1	Aspects mécaniques . . . . .	145
5.5.3.2	Aspects hydromécaniques . . . . .	147
5.5.4	Discussion . . . . .	149
5.5.4.1	Comportement mécanique . . . . .	149
5.5.4.2	Contrainte totale et contrainte effective . . . . .	150
5.5.4.3	Géométrie de l'écoulement . . . . .	152
5.5.4.4	Influence de la fraction massique de la bentonite et du ciment . .	154
5.5.4.5	Phénomène d'érosion . . . . .	162
5.5.4.6	Influence des conditions hydrauliques sur la transmissivité et son évolution . . . . .	166
5.5.4.7	Dispersion des résultats . . . . .	169
5.5.4.8	Cohérence des essais . . . . .	173
5.5.5	Conclusion . . . . .	174
5.6	Essais mécaniques de cisaillement sur interface argilite bentonite . . . . .	176
5.6.1	Morphologie des épontes supérieures . . . . .	176
5.6.2	Résultats des essais . . . . .	177
5.6.3	Discussion des essais mécaniques . . . . .	186
5.6.3.1	Mécanique de l'interface . . . . .	186
5.6.3.2	Résistance au cisaillement de l'interface comparée à celle de la bentonite . . . . .	187
5.6.3.3	Interprétation simplifiée du critère de rupture de l'interface . . .	194
5.6.3.4	Confrontation de l'interprétation précédente et des résultats ex- périmentaux . . . . .	198
5.7	Essais de cisaillement hydromécanique sur interface argilite bentonite . . . . .	203
5.7.1	Résultats des essais . . . . .	203
5.7.1.1	Aspects mécaniques . . . . .	203
5.7.1.2	Aspects hydromécaniques . . . . .	206
5.7.2	Discussion des essais hydromécaniques . . . . .	207
5.7.3	Cohérence des essais . . . . .	211
5.7.4	Conclusions et perspectives . . . . .	212
<b>6</b>	<b>Application des propriétés hydromécaniques du contact entre géomatériaux à la conception de bouchons de scellement</b>	<b>215</b>
6.1	Evolution simplifiée de la transmissivité d'une interface Argilite Bentonite avec le niveau de contrainte normale . . . . .	215
6.2	Etude des débits percolant à travers une interface Argilite Bentonite . . . . .	219
6.3	Etude des débits percolant à travers une interface Argilite Mortier avec rejet latéral	223
6.4	Conclusions . . . . .	226
<b>7</b>	<b>Eléments de modélisation numérique hydromécanique</b>	<b>229</b>
7.1	Présentation succincte des logiciels utilisés . . . . .	229
7.2	Calcul de Consolidation . . . . .	230
7.2.1	présentation du problème . . . . .	230
7.2.1.1	Géométrie du problème et maillage . . . . .	230

7.2.1.2	Résultats obtenus . . . . .	231
7.3	Simulation mécanique 2D du contact Argilite Bentonite . . . . .	234
7.3.1	objectifs . . . . .	234
7.3.2	Détails de la modélisation . . . . .	234
7.3.2.1	Géométrie . . . . .	234
7.3.2.2	Maillage et conditions limites . . . . .	235
7.3.2.3	Loi de comportement et paramètres mécaniques . . . . .	236
7.3.3	Résultats obtenus . . . . .	237
7.3.4	Partition des déplacements . . . . .	240
7.3.5	Application à la modélisation mécanique de nos essais : détermination des sections d'écoulement à plusieurs niveaux de contraintes normales . . . . .	241
7.3.5.1	Influence du maillage choisi . . . . .	244
7.3.6	Application à l'interprétation du critère de rupture en cisaillement . . . . .	247
7.3.7	Conclusion partielle . . . . .	249
7.4	Etude de l'écoulement dans l'interface Argilite Bentonite . . . . .	249
7.4.1	Objectifs . . . . .	249
7.4.2	Géométries étudiées et maillages . . . . .	249
7.4.3	Calculs préliminaires de validation . . . . .	250
7.4.3.1	Écoulement dans une conduite circulaire . . . . .	250
7.4.3.2	Écoulement dans une conduite à section singulière . . . . .	255
7.4.3.3	conclusions . . . . .	262
7.4.4	Evolution de la transmissivité avec la contrainte normale . . . . .	263
7.4.4.1	Données utilisées . . . . .	263
7.4.4.2	Résultats obtenus . . . . .	264
7.4.5	Simulation de l'érosion . . . . .	267
7.4.5.1	Méthode de détermination de la contrainte seuil de cisaillement $\tau_S$ . . . . .	267
7.4.5.2	Résultats obtenus . . . . .	270
7.5	Conclusions . . . . .	272
	<b>Conclusions et perspectives</b>	<b>274</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>279</b>
	<b>Annexes</b>	<b>295</b>
<b>A</b>	<b>Essais de compression hydromécanique sur des interfaces Argilite Mortier</b>	<b>297</b>
A.1	Essai 1AM . . . . .	298
A.2	Essai 2AM . . . . .	301
A.3	Essai 3AM . . . . .	304
A.4	Essai 4AM . . . . .	307
A.5	Essai 5AM . . . . .	310
A.6	Essai 6AM . . . . .	313
A.7	Essai 7AM . . . . .	316
A.8	Essai 8AM . . . . .	319
A.9	Essai 9AM . . . . .	322
A.10	Essai 11AM . . . . .	325
A.11	Essai 12AM . . . . .	328
A.12	Essai 13AM . . . . .	331
<b>B</b>	<b>Essais Proctor sur les mélanges argileux</b>	<b>335</b>

<b>C</b>	<b>Essais de cisaillement dans la masse du mélange BS50 compacté</b>	<b>339</b>
<b>D</b>	<b>Essais de compression hydromécanique sur des interfaces Argilite Bentonite</b>	<b>343</b>
D.1	Essai 1BS50 . . . . .	344
D.2	Essai 4BS50 . . . . .	347
D.3	Essai 1BS60 . . . . .	350
D.4	Essai 2BS60 . . . . .	353
D.5	Essai 1BS70 . . . . .	356
D.6	Essai 2BS70 . . . . .	359
D.7	Essai 1BS80 . . . . .	362
D.8	Essai 2BS80 . . . . .	365
D.9	Essai 1BS90 . . . . .	368
D.10	Essai 2BS90 . . . . .	371
D.11	Essai 1BR50 . . . . .	374
D.12	Essai 2BR50 . . . . .	377
D.13	Essai 1BR60 . . . . .	380
D.14	Essai 2BR60 . . . . .	383
D.15	Essai 3BR60 . . . . .	386
D.16	Essai 4BR60 . . . . .	389
D.17	Essai 1BR70 . . . . .	392
D.18	Essai 2BR70 . . . . .	395
D.19	Essai 1BR80 . . . . .	398
D.20	Essai 3BR80 . . . . .	401
D.21	Essai 1BR90 . . . . .	404
D.22	Essai 2BR90 . . . . .	407
D.23	Essai 3BR90 . . . . .	410
D.24	Essai 5BR90 . . . . .	411
D.25	Essai 6BR90 . . . . .	412
D.26	Essai 7BR90 . . . . .	413
D.27	Essai 1BC50 . . . . .	414
D.28	Essai 2BC50 . . . . .	417
D.29	Essai 1BC90 . . . . .	420
D.30	Essai 2BC90 . . . . .	423
<b>E</b>	<b>Essais de cisaillement sur des interfaces Argilite Bentonite</b>	<b>427</b>
E.1	Essai VCLisse . . . . .	428
E.2	Essai 1PRVC1 . . . . .	431
E.3	Essai 2PRVC1 . . . . .	434
E.4	Essai 1PRVC2 . . . . .	437
E.5	Essai 2PRVC2 . . . . .	440
E.6	Essai 1GR2VC1 . . . . .	443
E.7	Essai 2GR2VC2 . . . . .	446
E.8	Essai 1GR3VC1 . . . . .	449
E.9	Essai 2GR3VC1 . . . . .	452
E.10	Essai 2GR3VC2 . . . . .	455
E.11	Essai 3GR3VC2 . . . . .	458

---

<b>F</b>	<b>Essais de cisaillement hydromécanique sur des interfaces Argilite Bentonite</b>	<b>461</b>
F.1	Essai 1HMVC1 . . . . .	462
F.2	Essai 2HMVC1 . . . . .	469
F.3	Essai 3HMVC2 . . . . .	476
F.4	Essai 6HMVC2 . . . . .	483
<b>G</b>	<b>Données relatives à la modélisation</b>	<b>491</b>
G.1	Essai 4BR60 . . . . .	493
G.2	Essai 2BR70 . . . . .	496
G.3	Essai 3BR80 . . . . .	499



## Table des figures

1.1	Illustration des différents profils de fracture correspondants aux valeurs de JRC comprises entre 0 et 20 d'après Barton et al [18]. . . . .	5
1.2	Propriétés du joint dépendant de la géométrie des vides d'après Hakami [88]. . .	6
1.3	Degrés de liberté d'un joint rocheux d'après Jing et al. [96]. (a) : Etat initial, (b) : translation dans le plan, (c) : déplacement relatif normal, (d) : rotation autour de l'axe x, (e) : rotation autour de l'axe z, (f) : rotation autour de l'axe n. . . . .	7
1.4	Appareil de cisaillement biaxial utilisé par Gale [73]. . . . .	8
1.5	Dispositif de cisaillement pour joints rocheux d'après Mitani et al [131]. (a) vue de profil et illustration du contrôle de la rotation des épontes par deux vérins asservis. (b) exemple de rotation laissée libre et de rotation contrôlée. . . . .	9
1.6	Principe de fonctionnement du système de mesure de morphologie A.T.S d'après Grasselli [85]. . . . .	10
1.7	Evolutions de la contrainte normale en fonction de la déformation ou du déplacement relatif normal pour une roche saine, dans le cas d'un joint imbriqué et d'un joint mal imbriqué d'après Bandis et al [12]. . . . .	11
1.8	Evolutions de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal pour une roche saine (dolérite), pour un joint sain et pour un joint altéré en compression cyclique d'après Bandis et al [12]. . . . .	12
1.9	Essais de cisaillement direct CNC. (a) Evolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel. (b) Evolution du déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel. D'après Esaki et al. [65]. . .	13
1.10	Relation empirique entre le ratio $(e/E)$ et l'ouverture hydraulique $(e)$ pour différentes valeurs de JRC d'après Barton et al [17]. $E$ : ouverture mécanique. . . . .	15
1.11	Evolution du rapport calculé $(E/e)$ en fonction de l'ouverture hydraulique $(e)$ pour des essais de cisaillement à rigidité normale imposée. D'après Olsson et al [145]. .	15
1.12	Différents types de fractures d'après Gale [73]. (a) Fracture plane lisse ouverte. (b) Fracture rugueuse ouverte. (c) Fracture rugueuse avec des points de contact. .	16
1.13	Dispositif réalisant l'étanchéité autour du joint testé, et permettant d'imposer un écoulement unidirectionnel d'après Mitani [131]. . . . .	18
1.14	Evolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. Répliques en mortier de joints rocheux testées en compression simple d'après Hans [89]. . . . .	19
1.15	Comportement sous cycles de compression simple : évolution de la conductivité hydraulique en fonction de la contrainte normale. D'après Raven et al [158]. . . .	19



1.16	Essais hydromécaniques de cisaillement CNC sur des fractures de Granite. (a) Evolution du déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel. (b) Evolution de la perméabilité en fonction du déplacement relatif normal. D'après Lee et al [112]. . . . .	20
1.17	Essais de cisaillement réalisés sous deux contraintes normales initiales : 2MPa en trait continu et 4 MPa en pointillés, et selon trois rigidités normales différentes (0 kN/mm (CNC), 37 kN/mm et 75 kN/mm) d'après Olsson [143]. Evolution de la transmissivité en fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	21
1.18	Effet d'échelle. (a) Evolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel pour différentes tailles d'échantillons. (b) Evolution du déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel pour différentes tailles d'échantillons. D'après Bandis et al [11]. . . . .	23
1.19	Effet d'échelle. (a) Evolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale pour différentes tailles d'échantillons. (b) Evolution de l'ouverture mécanique en fonction du rapport $\frac{Q}{\Delta H \cdot C}$ . Diamètre des échantillons : (1) : 10 cm, (2) : 15 cm, (3) : 19.3 cm, (5) : 29.4 cm. D'après Raven et al [158]. . . . .	23
2.1	Aspect d'une série de sphères situées sur un des plans d'atomes (ionisés) constitutifs d'un minéral phylliteux suivant un assemblage compact (les doubles cercles représentent des ions $OH^-$ ). D'après Caillère et al. [32]. . . . .	30
2.2	Aspect d'une série de sphères situées sur un des plans constitutifs d'un minéral phylliteux suivant un assemblage hexagonal. Les droites joignant les centres des sphères montrent comment on peut isoler des triangles dans cet ensemble. D'après Caillère et al. [32]. . . . .	31
2.3	Le schéma de gauche montre la constitution d'un tétraèdre. Les trois cercles supérieurs (blancs) appartiennent au plan hexagonal. Le cercle grisé (inférieur) représente un oxygène du plan compact. Le triangle obtenu en joignant les trois centres des sphères du plan supérieur est à comparer avec celui de la figure 2.1. Les traits pointillés représentent les liaisons des centres des oxygènes de la sphère inférieure avec ceux des sphères supérieures et également trois arêtes obliques du tétraèdre. Le schéma de droite montre la constitution d'un octaèdre. Les trois cercles supérieurs (blancs) appartiennent à un plan compact. Les trois autres (grisés) à un plan compact inférieur. Les deux triangles tête-bêche matérialisent les triangles de référence situés dans les deux plans superposés. En joignant les sommets, on obtient un octaèdre. Au centre, sont figurés les cations. Les deux dessins de la partie inférieure constituent une représentation schématique de ces dispositions (le schéma n'est pas à l'échelle). D'après Caillère et al. [32]. . . . .	31
2.4	Schéma représentant le motif élémentaire tétraédrique (a) et couche formée des motifs élémentaires formant un réseau hexagonal (b). . . . .	32
2.5	Schéma représentant le motif élémentaire octaédrique (a) et couche formée de ces mêmes motifs élémentaires (b). . . . .	32
2.6	Représentation schématique d'une structure et terminologie employée. D'après Caillère et al. [32]. . . . .	33
2.7	Synthèses des différentes structures d'argiles d'après Mitchell [133]. . . . .	34
2.8	Représentation de la structure de la montmorillonite d'après Mitchell [133]. . . . .	35
2.9	Différentes structures d'argile d'après Lancellota [110]. (a) Dispersée, (b) Floculée, (c) arrangement complexe . . . . .	36
2.10	Définition d'un milieu saturé d'après Coussy [50] . . . . .	39
2.11	Etat de l'eau dans les sols d'après Philipponnat et al. [153] . . . . .	40
2.12	Ecoulement linéaire dans un élément de sol d'après Philipponnat et al. [153] . . . . .	41

2.13	Représentation d'une argile non saturée d'après Delage [56]. . . . .	43
2.14	Distribution de la pression interstitielle dans un capillaire d'après Lancellota [110]	44
2.15	Evolution de la succion d'un sol en fonction de la teneur en eau pour des chemins de séchage et d'imbibition d'après Delage [56]. . . . .	45
2.16	Courbes qualitatives d'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte normale pour une argile d'après Mitchell [133]. (a) Contrainte en échelle normale. (b) Contrainte en échelle logarithmique. . . . .	47
2.17	Evolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte normale. Essais oedométriques sur l'argile Pappadai prélevée à 25 m de profondeur d'après Cotecchia [48]. Les échantillons notés OEDR et CRSr sont reconstitués, les autres naturels.	48
2.18	Essais triaxiaux CU réalisés sur de l'argile de Kruijbeke d'après Li [115] ( $\sigma_3 = 800$ kPa, argile normalement consolidée). (a) Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale. (b) Evolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale. (c) Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la pression moyenne $p$ . Le chemin drainé est tracé en pointillés. Les courbes correspondent à différents essais faits dans les mêmes conditions sur le même matériau mais dans différents laboratoires. . . . .	49
2.19	Essais triaxiaux CU réalisés sur de l'argile de Kruijbeke d'après Li [115] ( $\sigma_3 = 200$ kPa, argile surconsolidée à différents taux de surconsolidation OCR). Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la pression moyenne $p$ . Le chemin drainé est tracé en pointillés. . . . .	49
2.20	Visualisation des phénomènes de gonflement d'après Komine et al [106]. (a) Cas de la déformation empêchée et mise en évidence de la pression de gonflement ( $P_s$ ). (c) Cas d'un gonflement libre et mise en évidence de la déformation de gonflement ( $\epsilon_s$ ). . . . .	51
2.21	Comportement mécanique de sols non saturés. (a) Courbe "Déviateur des contraintes-Déformation axiale" d'un mélange bentonite sable 50 :50 à faibles pression de confinement (0.2 MPa) et température (26°C). D'après Wiebe et al [189]. . . . .	53
2.22	Evolution de la succion totale en fonction de la teneur en eau d'un mélange bentonite sable 50 :50 d'après Wiebe et al [189]. Saturation complète pour une teneur en eau de 22.5%. . . . .	53
2.23	Effet combiné de la teneur en eau et du pourcentage de bentonite sur la cohésion du mélange d'après Al Shayea [4]. . . . .	54
2.24	Evolution de la résistance à la traction d'échantillons d'argile en fonction du degré de saturation d'après Favaretti [68]. Echantillons de kaolinite (K100) ou de mélanges Kaolinite Bentonite (K80B20 et K60B40). Essais de traction de type "Double Punch Test". . . . .	54
2.25	Evolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte normale pour un échantillon de Laponite et mise en évidence du phénomène d'effondrement lors d'une diminution de succion d'après Al Mukhtar [3]. . . . .	55
2.26	Evolution de la perméabilité à l'air ( $K_{ra}$ ) et de la perméabilité à l'eau ( $K_{rw}$ ) en fonction du degré de saturation. D'après Delage [56]. . . . .	55
2.27	Evolution de la perméabilité en fonction de l'indice des vides au cours d'une compression pour différentes bentonites d'après Marcial et al [124]. . . . .	56
2.28	Evolution de la densité sèche en fonction de la teneur en eau pour différents mélanges argileux à base d'illite d'après Dixon et al [61]. . . . .	57

2.29	Résultats d'essais sur des mélanges bentonite sable à différentes fractions massiques de bentonite d'après Santucci de Magistris et al [166]. (a) Evolution du volume spécifique en fonction de la contrainte effective pour différents types de mélanges au cours d'une compression isotrope. (b) Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour différents mélanges au cours d'essais triaxiaux non drainés. BF : fraction de bentonite. . . . .	58
2.30	Résultats d'essais triaxiaux sur des mélanges bentonite sable d'après Al Shayea [4]. (a) Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour une pression de confinement de 140 kPa. (b) Evolution du pic de déviateur des contraintes en fonction de la teneur en bentonite. . . . .	58
2.31	Evolution de la pression de gonflement en fonction du temps pour deux densités initiales du mélange d'après Komine et al [106]. (a) Mélange avec 5% de bentonite. (b) Mélange avec 50% de bentonite. . . . .	59
2.32	Evolution de la perméabilité du mélange en fonction de la teneur en bentonite. (a) D'après Al Shayea [4]. (b) D'après Chapuis [37]. . . . .	59
2.33	Surface plastique du modèle de Barcelone dans l'espace $(\bar{p}, q, s)$ d'après Alonso et al [7]. . . . .	60
3.1	Vue générale de la BCR3D et des trois axes de chargement (Y1-Y2), (X1-X2) et (Z). . . . .	64
3.2	Coupe de la BCR3D selon le plan vertical incluant l'axe (Y1-Y2). (1) : échantillon à tester, (2) : demi boîtes internes, (3) : demi boîtes externes, (4) : glissières à billes, (5) : capteurs de forces, (6) : vérins horizontaux, (7) : bâti rigide, (8) : capteurs de déplacement (mesurant $\Delta y_1$ et $\Delta y_2$ ), (9) : élément mécanique pour l'accouplement boîte externe/vérin, (10) : colonnes rigides de guidage du plateau, (11) : capteurs de déplacement (mesurant $\Delta z$ et $\delta z$ ), (12) : vérin vertical, (13) : plateau coulissant rigide. . . . .	65
3.3	Représentation schématique du problème de rotation parasite d'éponte au cours d'un essai de cisaillement dans le cas d'une machine de cisaillement classique (A) et de la machine de cisaillement BCR3D (B). Etape (1) : état initial, étape (2) : cisaillement en cours, étape (3) : cisaillement important et rotation parasite de l'éponte supérieure. . . . .	66
3.4	Boîtes internes métalliques démontables et réutilisables permettant le scellement des échantillons. (a) Dessin technique en vue de dessus et coupe d'une demi boîte inférieure. Afin de ne pas surcharger le dessin, tous les alésages et taraudages ne sont pas représentés. Ainsi, les vis de montage des boîtes (4), les vis de montage d'échantillon (6) et les pions de centrage des boîtes (3) ne sont représentés qu'une seule fois alors qu'il existe 4 ensembles par demi boîte. On repérera par ailleurs, les rainures pour maintenir le scellement (5), les alésages $\phi$ 10 mm (1) pour les guides métalliques de positionnement des demi boîtes inférieures et supérieures entre elles, les taraudages de maintien des demi boîtes (2). (b) Photographies des demi boîtes avec un échantillon d'argilite maintenu par les vis de montage (6). Les cotes sont en mm. . . . .	67

3.5	Déplacements relatifs normaux mesurés par les deux capteurs Z1 et Z2 placés symétriquement par rapport à l'axe d'effort normal sur l'axe de cisaillement au cours d'un essai de compression simple (a) et d'un essai de cisaillement à contrainte normale constante 5 MPa (b). Courbes (a) : déplacements relatifs normaux (Z1 et Z2) en fonction de la contrainte normale. Courbe (b) : Déplacements relatifs normaux (Z1 et Z2) en fonction du déplacement relatif tangentiel. Rotation relative maximale enregistrée : 0.025° pour un déplacement relatif tangentiel de 5 mm. D'après Armand [10]. . . . .	69
3.6	Schéma du principe d'asservissement d'un axe de chargement de la BCR3D géré par une carte MOOG. L'ordinateur permet de définir le type de régulation et d'imposer une consigne. La carte envoie un signal de commande au moteur. Ce signal est fonction de l'écart entre la consigne imposée par l'opérateur et le retour de capteur d'effort ou de déplacement. . . . .	70
3.7	Schéma du système hydraulique de mesure de conductivité. La pompe permet d'envoyer le fluide dans le circuit depuis la réserve et à débit Q1 constant. Le circuit se divise par la suite en deux branches, l'une d'elles ne comporte que la vanne pointeau R3 et est reliée à l'évacuation. L'autre comporte une vanne pointeau R2, une mesure de débit et de pression et conduit le fluide à l'échantillon. L'eau en sortie d'échantillon est amenée dans des bacs situés sur des balances de précision. . . . .	72
3.8	Liaison entre l'échantillon et la BCR3D. Vue en coupe globale. (1) : demi boîte externe, (2) demi boîte interne, (3) : échantillon moulé dans la boîte. Détail de la jonction. (4) : pièce filetée, (5) : mastic, (6) : joints toriques, (7) : doigt en laiton. . . . .	73
3.9	Membrane composite aluminium et élastomère conçue pour la campagne d'essais sur les interfaces argilite bentonite. (a) Photographie de la partie aluminium. (b) Photographie de l'ensemble. (c) Dessin technique de la membrane. (1),(2) : demi boîtes métalliques. (3) et (4) : parties supérieures et inférieures de l'échantillon. (5) : partie aluminium de la membrane. (6) : partie élastomère de la membrane. (7) : sortie de collection d'eau. (8) : canal de collection d'eau. (9) : alésages de guidage et taraudages pour des vis d'assemblages. . . . .	78
3.10	Evolution de l'effort normal en fonction du déplacement relatif normal pour la membrane seule en début de campagne d'essais. . . . .	79
3.11	Linéarisation du comportement mécanique de la membrane observé figure 3.10 en utilisant les droites D1 à D5. . . . .	79
3.12	Principe de détermination de l'effort en fonction du déplacement relatif normal et de l'historique du chargement. (a) première charge. (b) décharge depuis D1. (c) Décharge depuis D4. (d) Mise en évidence de la valeur de déplacement relatif normal en deçà de laquelle on recharge suivant D3. . . . .	80
3.13	Etalonnage de la membrane : efforts repris par la membrane en fonction du déplacement relatif normal. (a) En début de campagne. (b) En fin de campagne. . . . .	81
3.14	Ecart entre efforts normaux mesurés et calculés en valeur algébrique en fonction du déplacement relatif normal. (a) En début de campagne. (b) En fin de campagne. . . . .	81
3.15	Valeur maximale de l'erreur sur la contrainte en fonction de la contrainte normale en début et fin de campagne d'essais. En trait plein : erreur en début de campagne. En pointillés : erreur en fin de campagne. . . . .	82
3.16	Photographie du dispositif CaLVIN sur son socle de rangement (1) en cours de mesure de morphologie d'éponte rocheuse. (2) : Capteur laser Bullier M5L. (3) Moteur pas à pas de l'axe Y. (4) : Moteur à courant continu de l'axe X. (5) Capteurs de déplacement LVDT Sensorex. (6) Equerre métallique amovible. . . . .	83
3.17	Méthode de mesure de morphologie d'éponte. Profils réalisés suivant l'axe X et décalés sur l'axe Y. i : point initial de la mesure, f : point final de la mesure. . . . .	84

3.18	Schéma synoptique de l'ensemble des données mesurées et des connections permettant l'acquisition des données et le pilotage des moteurs. Les connections aux moteurs en sortie des variateurs ne sont pas représentées. . . . .	86
4.1	Coupe de principe d'une galerie creusée dans un massif d'argilite stratifié comportant une structure béton. Mise en évidence de 3 zones particulières permettant de visualiser les paramètres d'épentes de notre étude. . . . .	91
4.2	Schéma de principe des morphologies des épentes utilisées pour les essais de cisaillement à volume constant. (a) Série VCLisse, (b) séries PRVC et HMVC, (c) série GR2VC, (d) série GR3VC. Les cotes indiquées sont en mm. Le diamètre n'est pas le diamètre réel des échantillons. . . . .	98
4.3	Courbe granulométrique du sable de sassenage. . . . .	102
4.4	Surface quadrillée à la lime d'un échantillon d'argilite ( $\phi$ 63 mm). Profondeur maximale des rainures : 1 mm. . . . .	103
4.5	Préparation des interfaces argilite mortier. Etape 1 : assemblage des demi boites (1) et (2) et du moule en demi coquille (3) à l'aide des guides non représentés ici qui se logent dans les alésages (1') et (2'). Etape 2 : la roche (5), posée sur une cale (6), est scellée à l'aide de mortier à prise rapide (4). Etape 3 : l'ensemble est retourné après prise du mortier (4), le porte noyau (7) et le noyau (9), prévus pour l'orifice d'injection, sont mis en place. L'étanchéité est faite en bordure du moule à l'aide de mastic. La partie mortier de l'interface (8) est alors coulée. Etape 4 : une fois la prise du mortier faite, le noyau et le moule enlevés, l'échantillon est prêt à être testé. Cotes en mm. . . . .	104
4.6	(a) Carotte de mélange BR50 de diamètre 63 mm après mise en forme. (b) Moule utilisé pour la mise en forme des échantillons. . . . .	105
4.7	Marques laissées sur un échantillon de roche à la scie à métaux. Photo prise après essai. . . . .	107
4.8	Préparation des interfaces argilite bentonite . Etape 1 : assemblage des demi boites (1) et (2) et des deux parties (3) et (4) de la membrane. Les guides disposés dans les trous (1') et (2') et les vis de serrage ne sont pas représentés. Etape 2 : la roche (5) est posée sur la cale (6) de hauteur 66.6 mm puis scellée à l'aide de mortier à prise rapide (7). Etape 3 : l'ensemble est retourné après prise du mortier (7) pour placer la carotte de bentonite (8) préalablement percée. Etape 4 : Le porte noyau (10) ainsi que le noyau (9) sont mis en place avant de couler le mortier (11) permettant de sceller la bentonite. Etape 5 : une fois le mortier ayant fait sa prise et le noyau enlevé, l'échantillon est prêt à être testé. Cotes en mm. . . . .	108
4.9	Organigrammes de protocoles d'essais. (a) Essais de compression pure hydromécanique. (b) Essais de cisaillement à volume constant mécanique ou hydromécanique. . . . .	110
4.10	Schéma de principe de la composition d'un sol (a) et de l'échantillon (b). Mise en évidence des proportions de masse et volume des éléments solide, eau et air. . . . .	111
4.11	Espace vide d'épaisseur $e$ dans lequel se produit l'écoulement régi par la loi de Darcy. . . . .	115
5.1	Valeurs de température de fluide relevées pour chaque essai hydromécanique sur une interface Argilite Mortier par ordre chronologique de réalisation des essais. . . . .	121
5.2	Essais sur interface Argilite Mortier : évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	122
5.3	Essais sur interface Argilite Mortier : évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. Hypothèse d'écoulement dans un milieu poreux homogène circulaire isotrope d'épaisseur $e$ . . . . .	123

5.4	Essais sur interface Argilite Mortier : évolution du facteur d'évolution $\theta$ en fonction de la contrainte normale. Hypothèse d'écoulement dans un milieu poreux homogène circulaire isotrope d'épaisseur $e$ et $\theta$ tel que $T(\sigma_n, P, Q) = \theta(\sigma_n, P, Q) \cdot T_1^{max}$ avec $T_1^{max}$ transmissivité maximale relevée à la première étape de chargement. . .	125
5.5	Evolution linéarisée de la transmissivité en fonction de la contrainte normale pour l'ensemble des essais sur les interfaces Argilite Mortier (sauf 10AM et 14AM qui ne sont pas exploitables). Approximation faite avec Grapher sans prendre en compte la fermeture de l'interface. . . . .	127
5.6	"Excursions hydrauliques" réalisées lors des essais 6AM, 13AM et 14AM pour différents niveaux de contraintes normales. Résultats tracés dans le plan "Débit - Pression". . . . .	129
5.7	Mesures de vitesses de propagation d'ondes pour différents mélanges à base de bentonite : (a) évolution du module d'Young calculé par propagation d'ondes en fonction de la fraction massique de bentonite du mélange.(b) Evolution du coefficient de poisson en fonction de la fraction massique de bentonite du mélange.	133
5.8	Mesures de vitesses de propagation d'ondes pour différents mélanges à base de bentonite. (a) Evolution de la vitesse des ondes P en fonction de la fraction massique de bentonite $X_b$ . (b) Evolution de la vitesse des ondes S en fonction de la fraction massique de bentonite $X_b$ . (c) Evolution de la masse volumique des mélanges en fonction de la fraction massique de bentonite $X_b$ . . . . .	135
5.9	Coupe d'échantillons BS après essai. (a) BS à 50% de bentonite. (b) BS à 70% de bentonite. (c) BS à 90% de bentonite. La différence de concentration de grains de sable est visible. Pour les mélanges BS70 et BS90, les grains de sable ne sont pas en contact. . . . .	136
5.10	Essais oedométriques sur les mélanges BS50 et BS90 : (a) Evolution de la déformation axiale [m/m] en fonction de la contrainte normale [MPa]. (b) Evolution de la déformation axiale [m/m] en fonction de la contrainte normale en échelle logarithmique. Indices des vides initiaux : 1.35 pour BS90, 0.80 pour BS50. . . .	137
5.11	Ecart entre les déformations axiales [m/m] des échantillons BS50 et BS90 mesurées lors des essais oedométriques en fonction de la contrainte normale [MPa]. . . .	138
5.12	Vérification du drainage de l'échantillon en cours d'essai oedométrique : évolution de l'effort normal et du tassement en fonction du temps pendant une phase d'arrêt du chargement. (a) Essai oedométrique sur le mélange BS50, arrêt au cours d'une décharge (de $t=200000$ sec jusque $t=430000$ sec). (b) Essai oedométrique sur le mélange BS90 arrêt au cours d'une charge (de $t=35000$ sec jusque $t=265000$ sec).	139
5.13	Essai de cisaillement sur la bentonite compactée noté VCBen : (a) déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel sans la phase de montée en contrainte normale. (b) Contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. (c) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel. (d) Contrainte normale en fonction du déplacement relatif tangentiel.	141
5.14	Essai de cisaillement dans la masse d'un échantillon de bentonite compactée : chemin de contraintes dans le plan "Contrainte de cisaillement - Contrainte normale". Mise en évidence du critère de Mohr Coulomb, par les droites D1 et D1'. . . . .	142
5.15	Valeurs de température de fluide relevées pour chaque essai hydromécanique sur une interface Argilite Bentonite par ordre chronologique de réalisation des essais.	144
5.16	Essai 1BR70 soumis à trois cycles de compression pure : évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	146

5.17	Résultats typiques d'essai hydromécanique en compression, présentation de l'essai 1BR70. (a) Débit en fonction de la contrainte normale pour les deux premiers cycles de compression. (b) Pression en fonction de la contrainte normale pour les deux premiers cycles de compression. (c) Débit en fonction de la contrainte normale pour les trois cycles de compression. (d) Pression en fonction de la contrainte normale pour les trois cycles de compression . . . . .	147
5.18	Essai 1BR70 : transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. (a) Deux premiers cycles, (b) tous les cycles. . . . .	149
5.19	Réponses mécaniques typiques d'argile en compression pure. Evolution de la contrainte normale en fonction de la déformation normale. (a) Essai oedométrique avec un chargement lent (courbe (1)) ou avec un chargement rapide et dissipation progressive des surpressions interstitielles (courbe (2)). (b) Essai 1BR70. . . . .	150
5.20	Schéma du contact entre la roche rainurée et la bentonite percée en son centre. Vue de dessus, coupe selon le plan PP et détail du contact au voisinage de l'orifice d'injection. Mise en évidence des zones de contact et de vides. . . . .	153
5.21	Essai 1BR70 : marques laissées par l'eau sur les deux épontes, mise en évidence de l'écoulement dans un canal. (a) Partie bentonite. (b) Partie argilite. . . . .	153
5.22	Essais de compression hydromécanique sur la deuxième série d'essais sur les mélanges Bentonite + Roche broyée (série 2BR) : évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	155
5.23	Essais de compression hydromécanique sur la deuxième série d'essais sur les mélanges Bentonite + Sable (série 2BS) : évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	156
5.24	Essais hydromécaniques de compression sur les mélanges Bentonite + Ciment (série BC) : évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	157
5.25	Echantillons 2BC50 (a) et 1BC90 (b) après essai. Mise en évidence de la différence de rupture et de retrait après 24h à la même température et hygrométrie. . . . .	157
5.26	Essais de compression hydromécanique sur la seconde série d'essais sur les mélanges Bentonite + Roche broyée (série 2BR) : (a) évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. (b) Facteur d'évolution $\theta$ en fonction de la contrainte normale. $\theta$ tel que $T(\sigma_n, P, Q) = \theta(\sigma_n, P, Q) \cdot T_1^{max}$ . $T_1^{max}$ : transmissivité maximale relevée à la première étape de chargement. . . . .	159
5.27	Essais de compression hydromécanique sur la seconde série d'essais sur les mélanges Bentonite + Sable (série 2BS) : (a) transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. (b) Facteur d'évolution $\theta$ en fonction de la contrainte normale. $\theta$ tel que $T(\sigma_n, P, Q) = \theta(\sigma_n, P, Q) \cdot T_1^{max}$ . $T_1^{max}$ : transmissivité maximale relevée à la première étape de chargement. . . . .	160
5.28	Essais de compression hydromécanique sur la seconde série d'essais sur les mélanges Bentonite + Ciment (série 2BC) : évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. . . . .	161
5.29	Mise en évidence du phénomène d'érosion lors de l'essai 4BR60 : (a) transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. (b) Débit en fonction de la contrainte normale et pression en fonction de la contrainte normale. Le rond matérialise le début de l'érosion et le début des variations des paramètres hydrauliques. . . . .	162
5.30	Canal creusé dans l'échantillon de bentonite par érosion lors d'une augmentation de pression pilotée par l'expérimentateur dans l'échantillon 1BR60 (a) et 1BS70 (b). (c) Erosion qualifiée de naturelle (i.e. : sans augmentation forcée de la pression) de l'échantillon 4BR60. . . . .	164

5.31	Relevés expérimentaux de la pression d'injection critique en kPa pour les mélanges Bentonite + Sable (séries BS), Bentonite + Roche broyée (séries BR) et Bentonite + Ciment (séries BC). (a) : Courbes de niveaux de la pression critique en fonction de la contrainte normale et de la transmissivité de l'interface avant d'appliquer l'incrément de contrainte normale conduisant à $\sigma_n$ . Les croix blanches correspondent aux points expérimentaux. (b) Vue en relief du même relevé. . . . .	165
5.32	Evolution de la transmissivité intrinsèque T en fonction de la contrainte normale $\sigma_n$ en échelle non logarithmique pour les essais 1BR60, 2BR60, 3BR60 et 4BR60.	166
5.33	Essais 3BR90, 5BR90 et 6BR90 : évolution de la pression en fonction du débit et droites de transmissivité constante pour différentes contraintes normales : 0.8 MPa pour 3BR90, 1.5 MPa pour 5BR90, 2.3 MPa pour 6BR90. . . . .	169
5.34	Dispersion sur la pression en fonction des écarts entre les débits relevés à trois étapes de chargement mécanique pour l'ensemble des essais hydromécaniques menés sur les mélanges Bentonite + Sable et Bentonite + Roche broyée. . . . .	171
5.35	Transmissivités possibles T2 et T3 à partir d'un point A (Q1,P1) de transmissivité T1 satisfaisant les écarts de débit $\Delta Q$ et de pression $\Delta P$ . Représentation schématique dans un plan "Débit - Pression". . . . .	172
5.36	Différence de comportement hydromécanique observée entre les essais 1BR70 et 2BR70, imputable à de l'érosion. L'interface de l'essai 2BR70 ne se referme pas. . . . .	174
5.37	Morphologie des épontes et mise en évidence de l'indentation régulière de l'éponte rocheuse : (a) Vue en plan du relevé laser de l'éponte 6HMVC2 : indentation de type 1. (b) Schéma de principe de l'indentation de l'éponte 6HMVC2. (c) Vue en plan du relevé laser de l'éponte GR2VC : indentation de type 2. (d) Schéma de principe de l'indentation de l'éponte GR2VC2. (e) Vue en plan du relevé laser de l'éponte GR3VC : indentation de type 3. (f) Schéma de principe de l'indentation de l'éponte GR3VC. Cotes en mm. . . . .	177
5.38	Essai 1PRVC2 : Cisaillement à volume constant d'une interface BS50/argilite à faible indentation (type 1). Déplacement relatif normal [u] en fonction du déplacement relatif tangentiel [w] pour la phase de cisaillement seule. Le passage de [u]= 0 mm à [u]= -0.89 mm n'est pas représenté . . . . .	179
5.39	Essai VCLisse : Cisaillement à volume constant d'une interface BS50/argilite lisse. Déplacement relatif normal [u] en fonction du déplacement relatif tangentiel [w] pour la phase de cisaillement seule. Le passage de [u]= 0 mm à [u]= -3.39 mm n'est pas représenté . . . . .	179
5.40	Evolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal pour les essais purement mécaniques de cisaillement. (a) : Essai sur l'interface lisse : VCLisse. (b) : Essais sur l'interface de type 1 : 1PRVC1 et 1PRVC2. (c) : Essais sur l'interface de type 2 : 1GR2VC1 et 1GR2VC2. (d) : Essais sur l'interface de type 3 : 1GR3VC1 et 3GR3VC2. . . . .	180
5.41	Schéma du positionnement relatif de la bentonite, de la roche et de la membrane en aluminium pour un échantillon argilite bentonite. Détail de la figure 3.9 présentée dans le chapitre dédié aux dispositifs expérimentaux. Mise en évidence du jeu vertical entre roche et membrane après compression. Cas 1 : jeu > 0 et cisaillement possible. Cas 2 : jeu < 0 et cisaillement impossible. . . . .	182



5.42	Essais de cisaillement sur interface argilite bentonite : évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif tangentiel.(a) : essai sur une interface lisse : VCLisse, (b) : essais sur une éponte rocheuse de type 1 (faible indentation) : 1PRVC1 et 1PRVC2, (c) : essai sur une éponte rocheuse de type 2 (moyenne indentation) 1GR2VC1, (d) : essais sur une éponte rocheuse de type 3 (forte indentation) : essais 1GR3VC1 et 3GR3VC2. Le point initial de l'essai est marqué d'une croix. . . . .	184
5.43	Essais de cisaillement sur interface argilite bentonite : évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel.(a) : essai sur une interface lisse : VCLisse, (b) : essais sur une éponte rocheuse de type 1 (faible indentation) : 1PRVC1 et 1PRVC2, (c) : essai sur une éponte rocheuse de type 2 (moyenne indentation) 1GR2VC1, (d) : essais sur une éponte rocheuse de type 3 (forte indentation) : essais 1GR3VC1 et 3GR3VC2. Le point initial de l'essai est marqué d'une croix. . . . .	185
5.44	Essai sur une interface lisse : chemin de contraintes et droites D2 et D2' représentatives du critères de rupture pour l'essai VCLisse. . . . .	188
5.45	Essais de cisaillement sur une interface lisse (essai VCLisse) et dans la masse de la bentonite compactée (essai VCBen) : chemins de contraintes et droites D1 et D2 représentatives des critères de rupture respectifs de VCBen et VCLisse. . . . .	189
5.46	Essais de cisaillement sur une interface à faible indentation (essais PRVC) et sur une interface lisse (essai VCLisse) : Chemin de contraintes et droite D3 représentative du critère de rupture des essais PRVC. . . . .	190
5.47	Essais de cisaillement sur une interface à faible indentation (essais PRVC) et dans la masse de la bentonite compactée (essai VCBen) : Chemin de contraintes et droites D1 et D3 représentatives des critères de rupture respectifs de VCBen et PRVC. . . . .	191
5.48	Essais de cisaillement sur une interface à moyenne indentation (essais GR2VC) et dans la masse de la bentonite compactée (essai VCBen) : Chemin de contraintes et droites D1 et D4 représentatives des critères de rupture respectifs de VCBen et GR2VC. . . . .	192
5.49	Essais de cisaillement sur une interface à forte indentation (essais GR3VC) et dans la masse de la bentonite compactée (essai VCBen) : Chemin de contraintes et droites D1, D5 et D6 représentatives des critères de rupture respectifs de VCBen, GR3VC1 et GR3VC2. . . . .	193
5.50	Critères de rupture des essais sur différentes interfaces et dans la masse de la bentonite compactée. Critères déterminés expérimentalement. . . . .	193
5.51	Schéma des efforts appliqués sur le contact bentonite (1) argilite (2) lors d'un essai de cisaillement et définition des paramètres géométriques nécessaires au calcul. $S_i$ représente la surface de contact proprement dit et $S_b$ la surface totale de bentonite hors contact (en vis à vis des rainures). (A) vue générale du problème. (B) Configuration lorsque la bentonite touche le fond de rainure. (C) Détail de la rainure. . . . .	194
5.52	(a) Evolution des rapports de contraintes $R_b = \frac{\sigma_b}{\sigma_n}$ , $R_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_n}$ et $k = \frac{\sigma_b}{\sigma_i}$ en fonction de la contrainte normale $\sigma_n$ . Courbe obtenue d'après une simulation sur Abaqus. (b) Schéma du contact argilite bentonite et des zones où sont définies les contraintes $\sigma_n$ , $\sigma_b$ , $\sigma_i$ . . . . .	197

5.53	Critères de Mohr Coulomb provenant d'une interprétation théorique pour une interface argilite bentonite soumise à cisaillement. Le critère dépend de la zone dans laquelle la contrainte normale place l'interface testée. Les contraintes de transition $\sigma_1$ et $\sigma_2$ dépendent de la rugosité de l'éponte rocheuse et des paramètres mécaniques de la bentonite. . . . .	198
5.54	Critères interprétés pour $k=0$ et $k=1$ et critère expérimental (D3) déterminé précédemment dans le plan " $\tau - \sigma_n$ " pour les essais PRVC. . . . .	199
5.55	Critère interprété et critère expérimental (D4) déterminé précédemment dans le plan " $\tau - \sigma_n$ " pour les essais GR2VC2. . . . .	200
5.56	Critère interprété et critère expérimental (D5) déterminé précédemment dans le plan " $\tau - \sigma_n$ " pour les essais GR3VC1. . . . .	201
5.57	Critère interprété et critère expérimental (D6) déterminé précédemment dans le plan " $\tau - \sigma_n$ " pour les essais GR3VC2. . . . .	202
5.58	Cisaillement direct hydromécanique à volume constant d'une interface à faible indentation (type 1). Déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel pour l'essai 2HMVC1. . . . .	204
5.59	Essais de cisaillement hydromécanique à volume constant sur une interface à faible indentation (type 1) : essais 2HMVC1 et 6HMVC2. (a) Evolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. (b) Evolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif tangentiel. (c) Evolution de la contrainte de cisaillement en fonction de déplacement relatif tangentiel. . .	205
5.60	Cisaillement hydromécanique d'une interface à faible indentation : essai 6HMVC2. Evolution des paramètres hydrauliques au cours du cisaillement : évolution de la Transmissivité intrinsèque en fonction du temps (courbe du haut) et évolution du débit et de la pression en fonction du temps (courbe du bas). . . . .	207
5.61	Essais de cisaillement hydromécanique sur une interface à faible indentation (2HMVC1 et 6HMVC2) : transmissivité intrinsèque en fonction du déplacement relatif normal. Zone (A) : mise en place de l'écoulement avant la compression. Zone (B) : décroissance de la transmissivité pendant la montée en contrainte normale. Zone (C) : phase de cisaillement et évolution aléatoire de la transmissivité . . . . .	208
5.62	Essais de cisaillement sur une interface à faible indentation : 2HMVC1 (a) et essai 6HMVC2 (b). Evolution de la transmissivité intrinsèque en fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	209
5.63	Essais de cisaillement hydromécanique sur une interface à faible indentation (6HMVC2 et 2HMVC1). Evolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. Début de l'essai marqué d'une croix et début du cisaillement marqué d'un rond. . . . .	209
5.64	Comparaison des réponses mécaniques des essais de cisaillement mécanique et hydromécanique sur une interface à faible indentation : séries d'essais PRVC et HMVC. Critère de rupture D3 des essais PRVC et D7 des essais HMVC. . . . .	211
6.1	Essais sur interface Argilite Mortier : évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. Hypothèse d'écoulement dans un milieu poreux homogène circulaire isotrope d'épaisseur $e_h$ . . . . .	216
6.2	Schéma d'évolution de la transmissivité d'une interface AB en fonction de la contrainte normale. Mise en évidence des paramètres permettant de décrire l'enveloppe. L'évolution suit une loi du type : $\frac{Ln(T)}{Ln(T_0)} = \alpha \cdot (\sigma_n - \sigma_{n0})$ . . . . .	217

6.3	Evolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale lors de l'essai 2BR90 comportant deux phases de fermeture/ouverture. L'approximation linéaire permet de décrire la décroissance de la transmissivité avec la contrainte normale mais ne prend pas en compte les fermetures d'interface. . . . .	218
6.4	Résultats des essais sur les interfaces Argilite Bentonite : répartition par classes des valeurs du coefficient $\alpha$ de diminution de transmissivité intrinsèque avec le niveau de contrainte normale, et fréquence des valeurs . . . . .	219
6.5	Application de l'étude hydromécanique des interfaces à l'étude des débits au voisinage d'un contact entre la bentonite utilisée en tant que matériau de remplissage et la roche environnante. Configuration utilisée pour cette étude. Ecoulement de la zone du point A vers la zone du point B sous l'effet du gradient hydraulique $\vec{i}$ . . . . .	220
6.6	Ratios $\frac{Q_i}{Q_b}$ (graphique (a)) et $\frac{Q_i}{Q_r}$ (graphique (b)) en fonction de la perméabilité intrinsèque du bouchon de bentonite $K_b$ ou de la roche endommagée $K_r$ pour trois niveaux de contrainte normale : 0, 6 et 12 MPa. Cas d'une interface AB. Rayon R du bouchon : 3 m, épaisseur de l'EDZ : 1.2 R. . . . .	222
6.7	Ratios $\frac{Q_i}{Q_b}$ (graphique (a)) et $\frac{Q_i}{Q_r}$ (graphique (b)) en fonction de la perméabilité intrinsèque du bouchon de béton $K_b$ ou de la roche endommagée $K_r$ pour trois niveaux de contrainte normale : 0, 6 et 12 MPa. Cas d'une interface AM avec rejet latéral. Rayon R du bouchon : 3 m, épaisseur de l'EDZ : 1.2 R. . . . .	225
6.8	Evolutions calculées de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale pour les interfaces AM avec rejet et AB. Loi d'évolution utilisée : $T = T_0 \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n}$ . . . . .	226
6.9	Photographies réalisées au Mont Terri par M. Boulon. (a) Rainures faites dans la roche lors de l'excavation de la niche par attaque ponctuelle. (b) Tête de la machine à attaque ponctuelle. Diamètre de la tête de l'ordre de 70 cm. . . . .	228
7.1	Calcul de consolidation axisymétrique. (a) Géométrie du problème modélisé. 100 éléments axisymétriques à 4 noeuds. Cotes en mm (b) Représentation du maillage et conditions aux limites utilisées. . . . .	231
7.2	(a) Evolutions expérimentale et numériques du tassement de l'échantillon en fonction du temps. Encadrement de la réponse expérimentale pour deux valeurs de perméabilité intrinsèque et $K = 2E^{-19}m^2$ . (b) Répartition de pression interstitielle dans l'épaisseur de l'échantillon (exprimée en fonction de $z/H$ ) à différents temps de calcul pour une perméabilité intrinsèque de $K = 1E^{-19}m^2$ . H est la hauteur d'échantillon et z l'ordonnée du point considéré dans l'échantillon ( $z=0$ en face inférieure). . . . .	232
7.3	(a) Evolution du tassement de l'échantillon en fonction du temps pour deux maillages différents (b) Répartition de pression interstitielle dans l'épaisseur de l'échantillon (exprimée par $z/H$ ) à une étape de calcul $t=4000$ secondes pour les deux maillages (25 et 100 éléments). Les noeuds sont représentés par des croix. H est la hauteur d'échantillon et z l'ordonnée du point considéré dans l'échantillon ( $z=0$ en face inférieure). . . . .	233

7.4	(a) et (b) : Photographies des deux épontes de l'échantillon 4BR60, mise en évidence des rainures pratiquées dans l'argilite (a) et des marques laissées sur la bentonite (b). (c1) Schéma en vue de dessus de l'interface avec le détail des rainures et localisation du plan d'étude PP. (c2) Coupe partielle de la masse de l'échantillon selon le plan PP. La roche (1) est en contact avec la bentonite (2). L'orifice d'injection (3) débouche dans la rainure centrale (4), c'est là que se localise l'écoulement. La partie modélisée de la structure se situe entre les traits d'axes verticaux. (c3) Détail de la géométrie étudiée qui servira de base au maillage du modèle. . . . .	235
7.5	Vue générale du maillage 2D utilisé pour l'étude de la demi maille et agrandissements successifs de la zone à maillage dense. Conditions aux limites imposées : Face 1 : déplacement selon Y bloqué, Face 2 : déplacement selon X bloqué, Face 3 : application de la contrainte normale, Face 4 : symétrie. . . . .	236
7.6	Déformation plastique permanente de la bentonite après une compression jusqu'à 1 MPa (a) et 6 MPa (b). . . . .	238
7.7	Pénétration de la bentonite dans la rainure menant à une fermeture quasi complète de la rainure sous une contrainte de 6 MPa. . . . .	238
7.8	Evolution de la contrainte normale globale en fonction du déplacement relatif normal. Essai 4BR60 et modélisation. . . . .	239
7.9	Approximation conduisant au même modèle géométrique de hauteur $h_{constant}$ et au même maillage, pour modéliser des épontes de hauteurs variables $h_{réduite}$ . . .	240
7.10	Erreur relative commise sur la modélisation des déplacements verticaux des noeuds en vis à vis de la rainure, en utilisant l'approximation de la figure 7.9. Résultats obtenus avec $\sigma_n=3$ MPa, diverses hauteurs réelles d'échantillons ( $h_{réduite}$ ) et une seule hauteur de modèle $h_{constant}=62$ mm. . . . .	241
7.11	Evolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal pour l'essai 4BR60 et l'essai 4BR60 modélisé. L'approximation linéaire permettant de déterminer une raideur approximative expérimentale est également tracée. . . .	243
7.12	Vue du maillage au niveau des noeuds en vis à vis de la rainure en cours de chargement. $h_p$ : profondeur de la rainure, $Y_{ref}$ : coordonnée Y du 26 ème noeud (coin) dans le repère du modèle E.F. Abaqus, $Y_i$ : coordonnée Y du noeud i dans le même repère, $e_i$ : hauteur de vide à l'abscisse du noeud i. . . . .	243
7.13	Evolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal pour deux maillages différents. La géométrie du problème est celle de la figure 7.5 et l'échantillon de bentonite de hauteur 62 mm est soumis à un cycle de compression jusqu'à 6 MPa. . . . .	245
7.14	Sections de vides résultant de la pénétration de la bentonite dans la rainure pour les maillages 1 et 2 dans le nouveau repère d'axe X et Y tels représentés sur les figures. (a) Section à 2 MPa. (b) Section à 4 MPa. . . . .	246
7.15	Vue du contact entre la bentonite et l'argilite dans laquelle sont creusées de larges rainures. La bentonite pénètre presque complètement la rainure. Maillage utilisé pour le calcul des ratios $R_b$ , $R_i$ et $k$ introduits lors du paragraphe 5.6.3.3. Mise en évidence des points où sont relevées les valeurs de contraintes normales globale $\sigma_b$ et locales $\sigma_i$ et $\sigma_n$ . . . . .	248
7.16	(a) Evolution des rapports de contraintes $R_b = \frac{\sigma_b}{\sigma_n}$ , $R_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_n}$ et $k = \frac{\sigma_b}{\sigma_i}$ en fonction de la contrainte normale $\sigma_n$ . (b) Schéma du contact argilite bentonite et des surfaces où sont appliquées les contraintes normales globale $\sigma_n$ et locales $\sigma_b$ et $\sigma_i$ . . . . .	248

7.17	Schéma de la conduite circulaire étudiée lors du calcul de validation. Les dimensions sont : $D=1$ mm et $L=100$ mm. En face 1 est appliquée la pression d'injection tandis que la face 2 est maintenue à pression atmosphérique. Les parois de la conduite sont imperméables. L'écoulement est stationnaire. . . . .	250
7.18	Diagramme de Nikuradse : les différents types d'écoulements stationnaires dans une conduite cylindrique d'après Comolet [44]. $\Lambda$ : coefficient de perte de charge, $R_e$ : nombre de Reynolds. Zone I : $\Lambda = \frac{64}{R_e}$ . Zone III : $\Lambda = (100 \cdot R_e)^{-1/4}$ . . . . .	251
7.19	Evolutions numérique et théorique du logarithme décimal du coefficient de perte de charge ( $\Lambda$ ) en fonction du logarithme du nombre de Reynolds ( $R_e$ ). Zone de transition laminaire-turbulent pour $3.3 \leq \log(R_e) \leq 3.8$ . Ecoulement stationnaire. . . . .	253
7.20	Evolutions numérique et analytique du taux de cisaillement à la paroi en fonction de l'abscisse dans la conduite, sur une génératrice intérieure de la conduite circulaire (Longueur 0.1 m, rayon 0.5 mm, perte de charge 3000 Pa, régime laminaire). . . . .	254
7.21	Vue générale schématique d'une demi conduite singulière étudiée. La longueur est de 100 mm. En face 1 est appliquée la pression d'injection tandis que la face 2 est maintenue à pression atmosphérique. Les parois de la conduite sont imperméables. Le plan 1 est un plan de symétrie. . . . .	255
7.22	Sections provenant des calculs mécaniques et utilisées pour les études hydrauliques préliminaires (maillage et autres vérifications). (a) Petite section obtenue par pénétration de la bentonite dans la rainure sous une contrainte normale globale de 2.9 MPa (essai 4BR60). (b) Grande section obtenue par pénétration de la bentonite dans la rainure sous une contrainte normale de 0.8 MPa (essai 2BR70). (c) Représentation des deux sections dans le repère utilisé pour Fluent à titre de comparaison. . . . .	256
7.23	Evolution du débit en fonction de la pression d'injection pour trois maillages différents de deux sections singulières. (a) Petite section (4BR60 sous 2.9 MPa). (b) Grande section (2BR70 sous 0.8 MPa). Les maillages sont caractérisés par l'espacement maximum entre les noeuds noté e. . . . .	258
7.24	Evolution du taux de cisaillement à la paroi sur une génératrice intérieure de la conduite de grande section pour deux maillages différents. Espacement maximal entre noeuds de 0.02 mm et 0.05 mm. . . . .	259
7.25	Evolution modélisée du coefficient de perte de charge $\Lambda$ en fonction du nombre de Reynolds $R_e$ pour deux conduites singulières. L'essai 4BR60 sous 2.9 MPa correspond à la petite section et l'essai 2BR70 sous 0.8 MPa correspond à la grande section. . . . .	261
7.26	Sections singulières : demi sections d'écoulement pour 6 étapes de chargement déterminées avec Abaqus. Axe de symétrie en $x=0$ . Modélisation de l'essai 4BR60 pour le suivi de la transmissivité en fonction de la contrainte normale. . . . .	264
7.27	Essai 4BR60 : évolutions expérimentale, numérique et selon la loi cubique de la transmissivité en fonction de la contrainte normale. . . . .	267
7.28	Sections érodées (E) et non érodées (NE) utilisées pour la modélisation des écoulements de l'essai 4BR60. Etapes de chargement : 1.56 MPa et 2.35 MPa. La croix représente le noeud bas de l'axe de symétrie. . . . .	269
7.29	Evolution de la contrainte de cisaillement à la paroi en fonction de l'abscisse Z dans la conduite dans le cas de l'essai 4BR60 pour deux étapes de chargement. $\tau$ retenu dans le cas laminaire = 245 Pa. $\tau$ retenu dans le cas turbulent = 295 Pa. . . . .	270
7.30	Réunion d'événements d'érosion, essais 4BR60, 3BR80 et 2BR70 : contraintes de cisaillement à la paroi déterminées numériquement avant et après événements d'érosion. La plage de valeurs seuil possibles est représentée en pointillés. . . . .	271

---

7.31 Proposition d'algorithme pour la prise en compte de l'érosion dans la modélisation élément finis du comportement hydromécanique de l'interface Argilite Bentonite. Le calcul hydraulique n'est fait qu'une fois les étapes de chargement atteintes. Le taux de cisaillement à la paroi sert de critère pour déterminer s'il existe une érosion locale de la bentonite. En cas de dépassement de la valeur de contrainte seuil, le maillage est modifié par suppression d'éléments de bentonite de façon à ramener le maximum local des contraintes de cisaillement sous le seuil. Ces calculs se font à charge hydraulique constante. . . . .	280
--	-----



---

Liste des tableaux

---

1.1	Relations entre le coefficient de perte de charge $\Lambda$ , le nombre de Reynolds $R_e$ et la rugosité relative $\frac{k}{D_h}$ pour différents régimes d'écoulement, établies par différents auteurs. Le calcul de la vitesse moyenne $\bar{v}$ découle de ces formulations. On a noté H.R. un écoulement hydrauliquement rugueux et H.L. un écoulement hydrauliquement lisse. D'après Louis [118](version traduite). . . . .	17
3.1	Caractéristiques mécaniques des différents axes de chargement de la BCR3D . . .	68
3.2	Etat des vannes R2 et R3 (0 : vanne fermée, 1 : vanne ouverte) et valeur du débit Q1 constant en sortie de pompe pour les différentes étapes d'un essai hydromécanique. L'emplacement des vannes R2 et R3 dans le circuit est visible figure 3.7. . . . .	74
3.3	Variations des débits Q2 (dans l'interface) et Q3 (vers l'évacuation), à débit Q1 constant, en fonction des actions sur les vannes et sur l'interface. Les variations typiques présentées pour l'interface ne prennent pas en compte le phénomène d'érosion. . . . .	74
3.4	Coefficients a et b des équations des droites permettant de décrire le comportement mécanique de la membrane en compression simple cyclique. Coefficients donnés pour $d_z$ en mm et $F_z$ en kN. . . . .	76
3.5	Valeurs enveloppes de l'écart entre l'effort mesuré et l'effort calculé. Ces valeurs sont déterminées d'après la figure 3.14. . . . .	77
3.6	Ensemble des quantités mesurées et de capteurs disponibles sur le dispositif BCR3D au complet. . . . .	85
4.1	Caractéristiques des zones particulières définies figure 4.1 permettant de mettre en évidence les paramètres importants des épontes. . . . .	91
4.2	Ensemble des essais de la campagne d'étude du comportement hydromécanique de l'interface argilite mortier et paramètres associés. Signification des abréviations : la stratification peut être parallèle (PA) ou perpendiculaire (PE) au plan de l'interface. L'interface peut être vue comme un fond de moule (F) ou un coté du moule (C). Elle peut, part ailleurs, être ouverte (O), non ouverte (NO) ou ouverte et refermée avec un rejet latéral (R). . . . .	92
4.3	Programme d'essais Proctor sur les différents mélanges pour la détermination de la teneur en eau optimale (exp : détermination par l'expérience, inter : par une interpolation entre mélanges voisins). . . . .	93
4.4	Programme de mesure de vitesse de propagation d'ondes P et S sur les mélanges BR et BS, à différents teneurs massiques de bentonite. . . . .	93



4.5	Programme de chargement oedométrique sur les mélanges BS50 et BS90. Essais réalisés à l'aide d'un moule oedométrique conforme à la norme NF P 94-090 [148].	94
4.6	Caractéristiques de l'essai de cisaillement sur la bentonite compactée. . . . .	95
4.7	Ensemble des paramètres et des essais mis en oeuvre pour l'étude en compression pure hydromécanique de l'interface argilite bentonite. . . . .	96
4.8	Ensemble des essais et des paramètres de l'étude en cisaillement de l'interface argilite bentonite. . . . .	97
4.9	Ensemble des essais réalisés au cours de ce travail de thèse . . . . .	99
4.10	Paramètres mécaniques de l'argilite de Tournemire d'après Boisson et al [22]. L'indice 1 (resp. 2) représente les caractéristiques du matériau parallèlement au plan d'isotropie (resp. perpendiculairement). $\nu_{12}$ représente le coefficient de poisson pour une déformation suivant la direction 2 quand la contrainte est appliquée suivant la direction 1. $\sigma_c$ : résistance à la compression. . . . .	100
4.11	Minéraux en présence dans la bentonite FZ0. . . . .	101
4.12	Analyse chimique de la bentonite FZ0. . . . .	101
4.13	Degré de saturation S et poids volumique sec $\gamma_d$ des carottes BR et BS après mise en forme et avant les essais. Valeurs en écriture droite : mesures sur échantillons cités. Valeurs en écriture italique : mesures sur même mélange mais pas directement échantillon cité. . . . .	106
5.1	Différents types d'essais réalisés, objectifs à atteindre et réussite de la campagne d'essais. . . . .	120
5.2	Valeurs de masse volumique et viscosité dynamique de l'eau pour les températures extrêmes relevées lors des essais AM. . . . .	121
5.3	Ecart relatifs entre pressions, débits et transmissivités pour les paires d'essais ayant les mêmes paramètres à trois niveaux de contrainte normale. . . . .	124
5.4	Coefficients $\alpha$ et $\beta$ des approximations linéaires pour l'ensemble des essais AM permettant d'étudier la linéarisation du comportement hydromécanique en échelle logarithmique. . . . .	128
5.5	Teneurs en eau optimales des différents mélanges étudiés déterminées par essai Proctor. . . . .	131
5.6	Vitesses des ondes P et S mesurées sur des mélanges BR et BS, modules oedométriques et coefficients de poisson qui en découlent. Un essai noté <b>1PSR5</b> (resp. <b>1PSS9</b> ) correspond à un essai de propagation d'ondes <b>P</b> et <b>S</b> sur un mélange <b>BR</b> (resp. <b>BS</b> ) à <b>50%</b> (resp. <b>90%</b> ) de bentonite. . . . .	132
5.7	Moyenne des vitesses de propagation d'ondes et coefficient de poisson pour une argile saturée d'après Bourbié et al [29] . . . . .	132
5.8	Etude de l'anisotropie des carottes de mélange BS et BR. Vitesses d'ondes P dans l'axe et sur 2 diamètres et rapports d'anisotropie $\alpha = V_p^{axe}/V_p^D$ . . . . .	134
5.9	Paramètres mécaniques déterminés à partir des essais oedométriques sur les mélanges BS50 et BS90 : coefficient Cc et modules sécants entre différentes étapes de chargement lors du premier et du deuxième cycle de chargement. . . . .	140
5.10	Ordre de grandeur de modules oedométriques sécants sur argile saturée et reconstituée tirés de la littérature. Dans Cotecchia [48], la légère préconsolidation existante n'a pas été prise en compte dans le sens où l'argile est dite remaniée. . . . .	140
5.11	Paramètres c et $\phi$ du critère de Mohr Coulomb pour la bentonite BS50 compactée. . . . .	142
5.12	Valeurs de masse volumique et viscosité dynamique de l'eau pour les températures extrêmes relevées lors des essais. . . . .	145
5.13	Valeurs de débits et transmissivités à la première étape de chargement mécanique pour les essais 1BR60, 2BR60, 3BR60 et 4BR60. . . . .	167

5.14	Valeurs d'écart sur les débits et de dispersion sur les pressions et les transmissivités à la mise en place de l'écoulement. . . . .	170
5.15	Valeurs d'écart sur les débits et de dispersion sur les pressions et les transmissivités à la deuxième étape de chargement mécanique. . . . .	170
5.16	Valeurs d'écart sur les débits et de dispersion sur les pressions et les transmissivités à la troisième étape de chargement mécanique. . . . .	170
5.17	Ecart entre les débits et dispersions sur la pression et la transmissivité pour les échantillons BR70 et BR90. Valeurs calculées pour une contrainte de 3 MPa. . . . .	172
5.18	Valeur de d'écart entre les débits, de dispersion sur la pression et sur la transmissivité pour les essais 1BC50 et 2BC50. Valeurs données pour différents niveaux de contrainte normale. . . . .	173
5.19	Valeur de d'écart entre les débits, de dispersion sur la pression et sur la transmissivité pour les essais 1BC90 et 2BC90. Valeurs données pour différents niveaux de contrainte normale. . . . .	173
5.20	Paramètres morphologiques des épontes rocheuses utilisées. Le plan de référence ( $z=0$ mm) est pris à la surface de l'éprouvette d'argilite (au niveau du plan de contact). . . . .	176
5.21	Ensemble d'essais de cisaillement mécanique réalisés et caractéristiques des épontes	178
5.22	Paramètres mécaniques des essais de cisaillement déterminés dans le plan "Contrainte normale - Déplacement relatif normal" . . . . .	182
5.23	Rigidités tangentielles déterminées par régression linéaire sur la base des courbes présentées figure 5.43. . . . .	186
5.24	Paramètres $a$ (ou $c$ ) [kPa] et $\delta$ (ou $\phi_b$ ) [°] des critères de rupture des différentes interfaces notés D1 à D6. . . . .	191
5.25	Tableau récapitulatif des différentes zones de la combinaison de critères et critères associés à ces zones. . . . .	198
5.26	Critères interprétés pour les différentes séries d'essais en fonction des paramètres géométriques des épontes. Contraintes exprimées en kPa. . . . .	199
5.27	Essais de cisaillement hydromécanique réalisés et caractéristiques des épontes. . . . .	203
5.28	Paramètres $a$ et $\delta$ du critère de rupture de la série HMVC et de la série PRVC. . . . .	211
6.1	Coefficient $\alpha$ de diminution de transmissivité intrinsèque avec le niveau de contrainte normale pour des interfaces argilite bentonite en compression hydromécanique. Les valeurs correspondent à une enveloppe du comportement post érosion pour laquelle on a $\frac{Ln(T)}{Ln(T_0)} = \alpha \cdot (\sigma_n - \sigma_{n0})$ . . . . .	218
6.2	Moyenne et écart type des mesures effectuées sur les valeurs du coefficient $\alpha$ de diminution de transmissivité intrinsèque avec le niveau de contrainte normale des interfaces Argilite Bentonite (tels qu'issus du tableau 6.1), Argilite Ciment et Argilite Mortier. . . . .	218
6.3	Différentes valeurs de transmissivité de l'interface AB sous trois niveaux de contrainte normale calculées avec la loi d'évolution proposée ( $T = T_0 \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n}$ ) pour $T_0 \approx 1E - 11m^3$ . . . . .	221
6.4	Résultats de linéarisation de comportement hydromécanique des interfaces AM avec rejet, initialement présentés paragraphe 5.2.3.3 : valeurs de transmissivité initiale, transmissivité initiale corrigée pour la comparaison, valeur moyenne du coefficient $\alpha$ de diminution de transmissivité avec le niveau de contrainte normale, écart type, valeurs minimale et maximale. . . . .	224
6.5	Calculs des différentes valeurs de transmissivité de l'interface AM avec rejet latéral sous trois niveaux de contrainte normale calculées avec la loi d'évolution proposée ( $T = T_0 \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n}$ ) pour $T_0 \approx 1E - 12m^3$ (valeur corrigée pour la comparaison). . . . .	224

7.1	Paramètres mécaniques retenus pour le calcul de consolidation . . . . .	232
7.2	Perméabilités intrinsèques obtenues par modélisation de la consolidation d'un échantillon de bentonite compactée. Ces perméabilités donnent un encadrement de la valeur expérimentale. . . . .	233
7.3	Gammes des paramètres retenus pour la modélisation mécanique 2D du contact Argilite Bentonite. . . . .	237
7.4	Erreur maximale commise sur les déplacements verticaux des noeuds de l'interface en utilisant l'approximation de la figure 7.9 pour trois hauteurs d'échantillons et trois niveaux de contraintes normales. . . . .	241
7.5	Paramètres mécaniques utilisés pour modéliser l'essai 4BR60 et comparaison des raideurs expérimentale linéarisée et numérique pour une même hauteur d'échantillon. . . . .	242
7.6	Différences entre les deux maillages utilisés pour le calcul mécanique (logiciel éléments finis Abaqus). Calculs menés sur un ordinateur ayant une RAM de 1 Go et un processeur de 1.5 GHz. . . . .	244
7.7	Evolutions théorique et numérique du coefficient de perte de charge $\Lambda$ en fonction du nombre de Reynolds $R_e$ pour les écoulements stationnaires laminaire et turbulent. . . . .	253
7.8	Comparaison des valeurs numérique et théorique de contraintes de cisaillement à la paroi dans le cas d'un écoulement de Poiseuille en conduite circulaire (Longueur 0.1 m, rayon 0.5 mm, perte de charge 3000 Pa, régime laminaire). . . . .	254
7.9	Caractéristiques des maillages utilisés pour la modélisation de l'écoulement dans une conduite singulière et résultats obtenus. Les calculs sont effectués avec des stations de calculs ayant 2 Go de RAM et un processeur R12 1000 de 400 MHz. . . . .	257
7.10	Evolutions théoriques (d'après Comolet [44]) et modélisées du coefficient de perte de charge $\Lambda$ en fonction du nombre de Reynolds $R_e$ pour les régimes laminaire et turbulent dans le cas d'une conduite singulière. L'essai 4BR60 sous 2.9 MPa correspond à la petite section et l'essai 2BR70 sous 0.8 MPa correspond à la grande section. . . . .	261
7.11	Incertitudes sur la transmissivité et le taux de cisaillement à la paroi dues à l'incertitude sur la section et au choix du maillage. . . . .	262
7.12	Essai 4BR60 : données expérimentales et numériques utilisées pour le calcul de transmissivité avec Fluent. Les variations expérimentales des paramètres hydrauliques à certaines étapes de chargement nécessitent de définir une pression maximale et minimale. . . . .	263
7.13	Essai 4BR60 : paramètres hydrauliques obtenus avec Fluent et en utilisant la loi cubique dans l'étude de l'évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. T : turbulent, L : laminaire, L/T : zone de transition entre les régimes laminaire et turbulent. . . . .	266
7.14	Coordonnées X et Y du noeud bas de l'axe de symétrie de la section permettant de construire la conduite modélisée (voir figure 7.28). Les coordonnées X et Y de la section non érodée (NE) sont obtenues par Abaqus, celles des sections érodées (E) par modification "manuelle". Les sections en gras sont les sections représentées figure 7.28. Afin de reproduire l'évolution expérimentale de la bentonite, la section à 2.35 MPa non érodée (NE) est construite à partir de la section à 1.56 MPa érodée en supposant un déplacement de $\Delta X$ et $\Delta Y$ entre les deux étapes. De ce fait, nous la noterons 2.35NE-1.56E. . . . .	268

- 
- 7.15 Simulation de l'érosion de la bentonite, essai 4BR60, 3BR80 et 2BR70 : paramètres expérimentaux et paramètres numériques résultant des calculs menés avec Fluent. Suivant la situation d'érosion (avant : AV ou après : AP), le taux de cisaillement à la paroi  $\tau$  est un majorant ( $\tau \geq \tau_S$ ) ou un minorant ( $\tau \leq \tau_S$ ) de la valeur seuil notée  $\tau_S$ . Le numéro correspond à la numérotation des événements présentés figure 7.30. . . . . 271



## Notations introduites au cours du chapitre 1

ISRM	Société Internationale de Mécanique des Roches (International Society of Rock Mechanics)
JCS	Résistance à la compression du joint (Joint Compressive Strength)
JRC	Coefficient de rugosité du joint (Joint Roughness Coefficient)
$\sigma_c$	Résistance en compression simple de la roche
$E_0$	Ouverture mécanique initiale du joint rocheux
E	Ouverture mécanique du joint rocheux
e	Ouverture hydraulique du joint rocheux
$F_x$	Effort tangentiel appliqué sur les épontes rocheuses selon x
$F_y$	Effort tangentiel appliqué sur le joint rocheux selon y
$F_n$	Effort normal appliqué sur le joint rocheux selon la normale n
$[W_x]$	Déplacement relatif tangentiel des épontes selon x
$[W_y]$	Déplacement relatif tangentiel des épontes selon y
$[u]$	Déplacement relatif normal
$d\sigma_n$	incrément de contrainte normale
$d\tau$	incrément de contrainte tangentielle
$d[u]$	incrément de déplacement relatif normal
$d[W]$	incrément de déplacement relatif tangentiel
$k_{nn}$	rigidité normale
$k_{tt}$	rigidité tangentielle
$k_{nt}$	rigidité couplée
CNC	Essai de cisaillement à Contrainte Normale Constante
KNC	Essai de cisaillement à Rigidité Normale Constante
VC	Essai de cisaillement à Volume Constant
i	Angle de dilatance

$k$	perméabilité de l'interface
$K$	perméabilité intrinsèque de l'interface
$t$	transmissivité de l'interface
$T$	transmissivité intrinsèque de l'interface
$\gamma_w$	Poids volumique du fluide
$\mu$	Viscosité dynamique du fluide
$\nu$	viscosité cinématique du fluide
$Q$	Débit du fluide dans l'interface
$\Delta H$	Différence de charge du fluide
$D_h$	diamètre hydraulique
$Re$	Nombre de Reynolds
$\lambda$ ou $\Lambda$	coefficient de perte de charge
$k/D_h$	rugosité relative d'une conduite
$\vec{I}$	Vecteur gradient hydraulique

## Notations introduites au cours du chapitre 2

CEC	Capacité d'échange cationique
T	Couche tétraédrique
O	Couche octaédrique
$n$	Porosité d'un élément de milieu poreux considéré
$V_v$	Volume des vides d'un milieu poreux considéré
$V$	Volume total d'un milieu poreux considéré
$S$	degré de saturation
$p_c$	Pression capillaire
$p_a$	Pression d'air
$p_w$	Pression de eau
$\Psi$	Potentiel de l'eau
$S_o$	Succion osmotique
$S_m$	Succion matricielle
$S_T$	Succion totale
$a_v$	coefficient de compressibilité d'un sol
$C_c$	Indice de compression d'un sol
$C_s$	Indice de gonflement d'un sol
$C_v$	Coefficient de consolidation du sol
$T_v$	Facteur temps (sans dimension)
$p'$	Contrainte moyenne effective
$q$	Déviateur des contraintes
$W_{opt}$	Teneur en eau optimale Proctor
$\gamma_{d_{opt}}$	Densité sèche optimale Proctor
$w_p$	Limite de plasticité d'une argile
$w_l$	Limite de liquidité d'une argile

### Notations introduites au cours du chapitre 3

LVDT	Linear Voltage Differential Transformer
R2, R3	Vannes de pilotage
$F_{y1}, F_{y2}$	Efforts sur les directions y1 et y2
$F_{x1}, F_{x2}$	Efforts sur la direction x1 et x2
$F_z$	Effort sur la direction Z
$d_{y1}, d_{y2}$	Déplacements sur les directions y1 et y2
$d_{x1}, d_{x2}$	Déplacements sur les directions x1 et x2
$d_{z1}, d_{z2}$	Déplacements sur les directions z1 et z2
Q	Débit d'eau injecté dans le joint
P	Pression d'eau injectée à l'entrée du joint
$m_1$ à $m_5$	Masses d'eau cumulées dans les cinq secteurs en sortie de joint
$x_{morpho}, y_{morpho}$	Déplacements relatifs à la morphologie sur X et Y
$z_{morpho}$	Altitude de la morphologie sur Z

### Notations introduites au cours du chapitre 4

PA	Stratification de l'argilite parallèle au plan moyen du joint
PE	Stratification de l'argilite perpendiculaire au plan moyen du joint
F	Plan du joint vu comme un fond de moule
C	Plan du joint vu comme un coté du moule
O	correspond à une interface ouverte puis refermée
NO	correspond à une interface non ouverte
R	correspond à une interface ayant subi un rejet latéral
BS	Mélange Bentonite + Sable
BR	Mélange Bentonite + Roche Broyée
BC	Mélange Bentonite + Ciment
$\Delta\sigma$	Variation de contrainte totale
$\Delta\sigma'$	Variation de contrainte effective
$\Delta u$	Variation de pression interstitielle
w	Teneur en eau d'un échantillon de sol
$M_e$	Masse d'eau contenue dans un échantillon de sol
$M_s$	Masse sèche de l'échantillon de sol
$\rho$	Masse volumique
$\frac{\Delta X}{X}$	Incertitude sur la grandeur X



## Notations introduites au cours du chapitre 5

AM	Interface Argilite Mortier
AB	Interface Argilite Bentonite
$V_p$	Vitesses des ondes P
$V_s$	Vitesses des ondes S
$X_b$	Fraction massique de bentonite du mélange argileux
SER	Surface Elementaire Représentative
$\theta$	Facteur d'évolution de la transmissivité
$T_1^{max}$	Valeur maximale de transmissivité relevée à la première étape de chargement
$\alpha$	Coefficient de décroissance
$T_0$	Transmissivité initiale
$\frac{\Delta X}{X}$	Dispersion sur une grandeur X
CLA	Moyenne des hauteurs des aspérités d'un profil (Central Line Average)
RMS	Ecart type calculé sur un profil (Root Mean Square)
a	Adhérence du contact lisse
$\delta$	Angle de frottement du contact lisse
$c_b$	Cohésion de la bentonite compactée
$\phi_b$	Angle de frottement de la bentonite compactée
$S_i$	Surface de contact lisse
$S_b$	Surface de bentonite pénétrant dans les rainures projetée sur le plan moyen de contact
$S_{totale}$	Surface totale de l'interface projetée sur le plan moyen du contact
$s_i$	Fraction surfacique du contact lisse
$s_b$	Fraction surfacique de la part de bentonite pénétrant dans les rainures
$\sigma_i$	Contrainte normale locale sur le contact lisse
$\sigma_b$	Contrainte normale locale dans la part de bentonite pénétrant dans les rainures sur une facette parallèle au plan d'interface
$\tau_i$	Contrainte de cisaillement locale sur le contact lisse
$\sigma_b$	Contrainte de cisaillement locale dans la part de bentonite pénétrant dans les rainures sur une facette parallèle au plan d'interface
k	Rapport de la contrainte locale $\sigma_b$ sur la contrainte locale $\sigma_i$

## Notations introduites au cours du chapitre 6

$Q_i$	Débit percolant dans l'interface
$Q_b$	Débit percolant dans le bouchon
$Q_r$	Débit percolant dans la roche
$K_i$	Perméabilité intrinsèque de l'interface
$K_b$	Perméabilité intrinsèque du bouchon
$K_r$	Perméabilité intrinsèque de la roche
$\sigma_f$	Contrainte normale de fermeture de l'interface AB
EDZ	Zone endommagée par l'excavation (Excavation Disturbed Zone)
D	Diamètre du bouchon
$D_{edz}$	Diamètre de la zone endommagée
$T_{AB}$	Transmissivité de l'interface AB
$T_{AM}$	Transmissivité de l'interface AM

## Notations introduites au cours du chapitre 7

$U_{app}$	Déplacement normal calculé par le modèle approché
$U_{exact}$	Déplacement normal calculé de façon exacte
$e_i$	Hauteur local de vide de la rainure
$h_p$	Profondeur de la rainure
$R_b$	Rapport de la contrainte $\sigma_b$ sur la contrainte $\sigma_n$
$R_i$	Rapport de la contrainte $\sigma_i$ sur la contrainte $\sigma_n$
$P_{injection}$	Pression d'injection de fluide dans l'interface
$P_{atmosphérique}$	Pression atmosphérique en périphérie d'interface
L	Longueur de la conduite
S	Section de la conduite
$S_{num}$	Section numérique de la conduite
U	Vitesse débitante de vitesse
$\tau$	Contrainte de cisaillement exercée par le fluide sur la paroi de la conduite
$\tau_S$	Contrainte de cisaillement seuil
$P_{exp}$	Pression expérimentale d'injection à un instant donné
$Q_{exp}$	Débit expérimental d'injection à un instant donné
$P_{dyn}$	Pression dynamique d'injection utilisée pour le calcul numérique
$P_{stat}$	Pression statique d'injection utilisée pour le calcul numérique
$V_{num}$	Vitesse numérique moyenne de l'écoulement dans la conduite
$Q_{num}$	Débit numérique de l'écoulement dans la conduite
$T_{exp}$	Transmissivité expérimentale à un instant donné
$T_{num}$	Transmissivité numérique calculée avec la pression et le débit numériques
$T_{min}, T_{max}$	Valeurs minimale et maximale de la fourchette d'erreur sur le résultat numérique de la transmissivité
$T_{cubique}$	Transmissivité calculée selon la loi cubique



---

## Introduction

---

Ce travail de thèse s'inscrit dans le cadre d'une collaboration entre le laboratoire "Sols, Solides, Structures", l'Institut de Radioprotection et Sûreté Nucléaire (IRSN) et plusieurs universités françaises et étrangères. Des recherches poussées sont menées depuis déjà 20 ans sur la problématique du stockage de déchets nucléaires au Canada, en Espagne, au Japon, en France et dans bien d'autres pays. Le champ de recherche est très étendu et la complexité du problème est à la mesure de son importance en terme de politique énergétique.

La compréhension des phénomènes thermiques, chimiques, biologiques, mécaniques, géologiques ou encore hydrauliques est nécessaire pour s'assurer de la viabilité de tels ouvrages et pour garantir la non pollution de l'environnement naturel. Si des études couplées existent, elles prennent rarement en compte l'ensemble des phénomènes existants. En géotechnique, le cadre thermo-hydro-mécanique constitue un couplage classique. Dans notre étude, nous considérons que les géomatériaux étudiés sont suffisamment loin des colis stockés pour négliger l'aspect thermique de la problématique. Depuis les années 80, le concept des sites de stockage a été affiné et les matériaux à utiliser déterminés dans leurs grandes lignes. Ces matériaux, bien que variés (béton, bentonite et roche) sont maintenant assez bien connus car ils ont été longuement étudiés. L'étude que nous proposons ici concerne les zones critiques des points de vue mécanique et hydraulique, encore peu étudiées : les interfaces entre le matériau naturel et les barrières ouvragées, une fois celles-ci mises en oeuvre in situ. Le confinement de ces stockages à court, moyen et long terme étant crucial, la question de la conductivité hydraulique de ces interfaces, comparée à celle de la formation hôte, doit être posée.

De nombreux contacts entre géomatériaux ont été reconstitués au cours de ce travail de thèse s'agissant de matériaux pouvant s'apparenter à de la roche (argilite, mortier) ou de matériaux argileux (mélanges à base de bentonite et sable, bentonite et roche broyée ou bentonite et ciment). De ce fait, notre étude se situe à la frontière entre deux domaines : la mécanique des roches, par l'étude des joints rocheux, et la mécanique des sols lorsqu'il est question de mélanges à base de bentonite.

Dans ce contexte, une étude bibliographique complète comporte nécessairement les deux volets qui composent les deux premiers chapitres de cette thèse. Nous commençons par faire un bilan, non exhaustif, des connaissances relatives aux comportements mécanique et hydromécanique des

jointes rocheuses qui nous serviront de base scientifique pour les investigations sur les interfaces Argilite Mortier. Puis, nous nous intéressons à la bentonite. Outre la clarification de ce terme général à travers des explications minéralogiques, nous exposons certains phénomènes auxquels la bentonite est sensible puis nous rapportons les connaissances actuelles relatives à son comportement hydromécanique.

Au cours du troisième chapitre, nous présentons l'ensemble du dispositif qui a permis de mener à bien les campagnes expérimentales hydromécaniques sur les différentes interfaces. Cette présentation s'articule en trois volets : la partie mécanique du dispositif conçue par Boulon [27] et développée par Armand [10], la partie hydraulique mise en place par Hans [89] comprenant la membrane développée dans le cadre de nos essais et, finalement, le dispositif de morphologie laser "CaLViN".

Afin de compléter l'exposé relatif à la préparation du travail expérimental, nous évoquons, au quatrième chapitre, les matériaux utilisés et précisons leurs origines, leurs propriétés mécaniques, minéralogiques, granulométriques ou chimiques. Par la suite, nous présentons, pour chaque type de contact reconstitué, les paramètres qui ont été étudiés et les objectifs des campagnes d'essais. En outre, nous expliquons comment ont été conduits les essais. Ainsi, l'ensemble des informations nécessaires à la compréhension et à la critique de ce travail sont disponibles.

Le chapitre cinq de ce travail est dédié aux résultats expérimentaux. Nous traitons successivement des essais de compression hydromécanique sur les interfaces Argilite Mortier, des essais préliminaires sur les mélanges argileux, des essais de compression hydromécanique sur les interfaces Argilite Bentonite puis nous exposons les essais de cisaillement sur les interfaces Argilite Bentonite. Cette logique de présentation correspond à la démarche scientifique que nous avons suivie pour étudier ces différents contacts. Pour chaque série d'essais, nous exposons les résultats obtenus puis suit une discussion sur l'influence des paramètres étudiés et sur les phénomènes qui nous ont paru importants.

Bien que l'extrapolation des résultats de laboratoire à un cas grandeur nature pose un certain nombre de problèmes dont l'effet d'échelle, nous proposons, dans le chapitre six, une application des résultats obtenus. L'objectif est de montrer comment se répartissent les écoulements entre l'interface structure/roche hôte et la roche elle-même en référence aux observations de Dixon et al [62]. Nous avons examiné, à cet effet, les cas de bouchons de bentonite et de béton placés dans une formation rocheuse hôte constituée d'argilite.

Ce travail expérimental est complété au septième chapitre par une étude numérique du contact Argilite Bentonite. Les codes de calcul utilisés, Abaqus et Fluent, permettent d'étudier de façon découplée le comportement hydromécanique du contact sans avoir recours à la loi cubique pour décrire l'écoulement. De plus, Fluent nous permet d'accéder aux contraintes de cisaillement exercées par le fluide sur la bentonite et d'étudier, par la même occasion, le phénomène d'érosion. Bien que ce travail n'ait pas pu aboutir complètement, nos résultats sont en accord avec ceux de Pusch [155] et ils ouvrent des perspectives de travail intéressantes sur la modélisation du comportement hydromécanique de la bentonite avec érosion.

---

## Mécanique et hydromécanique des joints rocheux

---

Avant d'aborder cette étude bibliographique sur les joints rocheux, précisons en les enjeux. L'étude complète d'un massif rocheux, quel qu'en soit l'objectif ou le cadre, passe par une étude approfondie des discontinuités qui le parcourent. En outre, après les études in situ pour déterminer les plans de discontinuité à l'échelle du massif (pendage, orientation), il est nécessaire de connaître le comportement hydromécanique de celles-ci. En effet, les discontinuités, quelle que soit leur origine, sont des points de faiblesse mécanique du massif. Par ailleurs, la stabilité de l'ensemble est affectée par l'eau qui chemine habituellement le long de ces plans déjà fragiles (Vinkler et al [188]). La stabilité de l'ensemble est donc grandement conditionnée par le comportement hydromécanique des joints rocheux que nous proposons d'examiner rapidement ici.

Dans ce premier volet bibliographique, nous abordons successivement ce qu'est un joint rocheux en définissant plusieurs paramètres qui le caractérisent. Puis, nous nous intéresserons au comportement mécanique de ce type de discontinuité. Après avoir exposé les sollicitations possibles, nous étudions les différents dispositifs existants et les résultats typiques en compression et en cisaillement. Par la suite, nous poursuivons par une étude du comportement hydromécanique selon la même trame.

Cet état de l'art sera complété en abordant des modèles décrivant les comportements mécanique et hydromécanique des joints rocheux ainsi qu'en étendant le propos au cas particulier du contact roche béton.

### 1.1 Eléments caractérisant un joint rocheux

Dans un premier temps, éclaircissons ce qui est un abus de langage. La société internationale de mécanique des roches (IRSM) distingue les fractures, les joints et les failles parmi les discontinuités possibles au sein d'un massif rocheux. D'après cette même société, un joint rocheux n'a jamais connu de déplacement relatif tangentiel de ses épontes, contrairement à une faille. En ce

qui nous concerne, nous parlerons de joint rocheux indépendamment de la nature exacte de la discontinuité et des déplacements ayant pu avoir lieu entre les deux épontes.

### 1.1.1 Matrice rocheuse

La roche traversée par un joint conditionne logiquement, par sa nature minéralogique et par son histoire, la résistance mécanique locale en compression simple des épontes rocheuses. Celle-ci, appelée JCS (Joint Compressive Strength) par Barton [14], intervient dans certains critères de rupture empiriques. Dans la mesure où JCS correspond à la résistance locale à la compression de la roche, saine ou altérée, ce coefficient est accessible à des essais de laboratoire.

### 1.1.2 Rugosité des épontes

La rugosité des épontes est également un paramètre majeur d'un joint rocheux, régissant en grande partie ses comportements mécanique et hydromécanique. Selon l'origine de la fracture (joint de stratification, joint d'origine tectonique, fracturation mécanique forcée) ou les sollicitations qu'il a subi (érosion ou dégradation mécanique), la rugosité des épontes peut énormément varier. Barton [14] a proposé de la quantifier par un coefficient empirique : JRC (Joint Roughness Coefficient). Il définit une table de classes de rugosités auxquelles sont associées des gammes de JRC (figure 1.1) et la détermination est, dans un premier temps, visuelle. Même si la détermination expérimentale de ce coefficient par le "Tilt Test" est moins hasardeuse que la quantification visuelle en "accord" avec les tables, ce coefficient n'est utilisé qu'à titre indicatif. D'autres paramètres, issus de la tribologie, de la géostatistique ou de l'approche fractale, permettent de quantifier plus précisément la rugosité (Marache [121] recense la plupart de ces paramètres dans sa thèse).

Malgré tout, JRC reste une grandeur "parlante" et certains auteurs se sont attachés à corrélérer leurs paramètres d'étude à JRC, que ce soit des paramètres statistiques (Tse et al [183]), une dimension fractale (Carr and al [36]) ou des variogrammes (Giani et al [81]). Par ailleurs, nombre d'auteurs ont étudié l'influence de la rugosité des épontes sur le comportement mécanique et hydromécanique des joints rocheux (Riss [161], Gentier [80], Hans et al [90]). Au delà de la rugosité initiale, l'évolution de la rugosité avec la sollicitation mécanique est un axe de recherche (Hans et al [90], Riss et al [162], Marache et al [122]).

Il est admis que la rugosité est fonction de l'échelle à laquelle on regarde la discontinuité rocheuse, posant alors le problème de l'effet d'échelle abordé, entre autres, par Fardin [67], Bandis et al [11], Vallier et al [184].

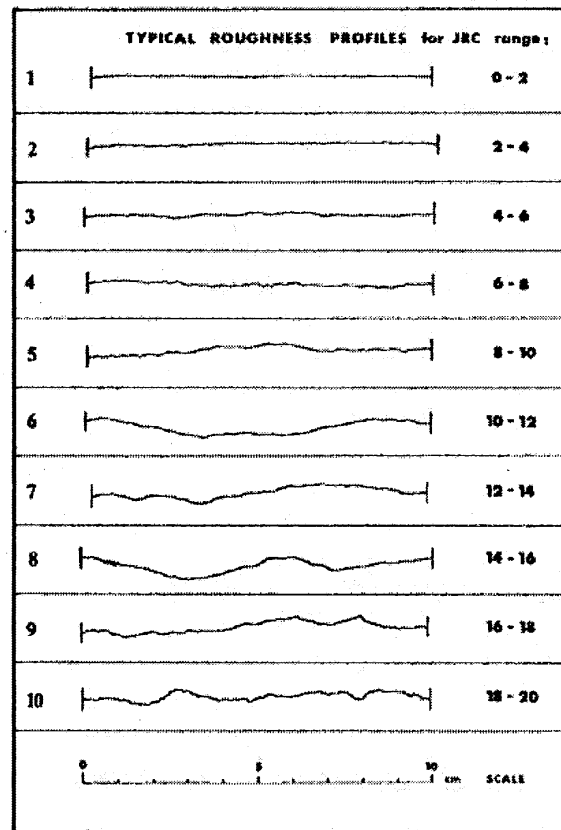


FIG. 1.1 – Illustration des différents profils de fracture correspondants aux valeurs de JRC comprises entre 0 et 20 d'après Barton et al [18].

### 1.1.3 Vides et contacts

Il existe dans l'espace du joint rocheux, suivant l'état de dégradation des épontes et leur rugosité, des zones de contacts et des vides. Les zones de contact régissent la mécanique car c'est sur ces zones que se reportent les contraintes et ce sont ces zones qui seront les premières dégradées lors du cisaillement. Les vides, quant à eux, ont une importance majeure pour l'hydromécanique dans la mesure où ils constituent une zone d'écoulement de fluide. Hakami [88] résume à travers la figure 1.2 l'ensemble des paramètres résultant d'un contact et régissant la mécanique et les écoulements.

Il est d'usage de parler d'ouverture du joint, l'ouverture locale étant définie comme la distance point à point entre les deux épontes, perpendiculairement au "plan moyen" du joint. On définit l'ouverture mécanique  $E$  comme la distance moyenne entre les deux épontes. Barton et al [16] expriment l'ouverture mécanique initiale en fonction de JRC, de JCS et de la résistance en compression simple de la roche  $\sigma_c$ , selon l'équation 1.1 ( $E_0$  étant exprimé en mm).

$$E_0 = \frac{JRC}{5} \left( 0.2 \frac{\sigma_c}{JCS} - 0.1 \right) \quad (1.1)$$

Si l'ouverture mécanique ( $E$ ) permet de décrire l'espace des vides dans le joint, tous les auteurs s'accordent à dire qu'il ne s'agit pas de l'ouverture adéquate pour étudier les écoulements dans



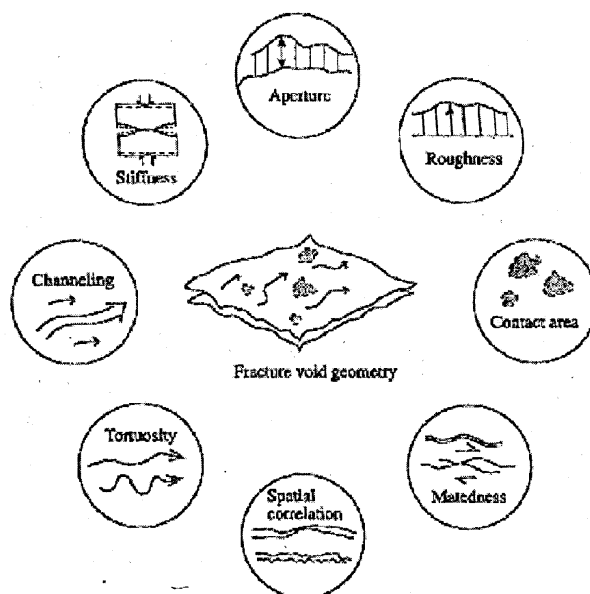


FIG. 1.2 – Propriétés du joint dépendant de la géométrie des vides d’après Hakami [88].

un joint. On définit alors l’ouverture hydraulique ( $e$ ) et nous verrons ultérieurement (paragraphe 1.3.1) les corrélations existant entre ( $E$ ) et ( $e$ ).

L’équation 1.1 donne une estimation moyenne de l’ouverture mécanique à partir d’un modèle empirique mais ne permet pas des calculs plus fins (calcul d’aire de contact). Pour obtenir des informations locales, il est possible d’injecter la fracture (avec de la résine) de façon à mouler les zones de vides si tant est qu’elles soient tous accessibles. Une autre solution, adoptée par Hans et al [90] consiste à relever la morphologie des deux épontes et, par un suivi des déplacements relatifs tangentiels et normaux, à repositionner les cartes de morphologies afin de déterminer l’espace des vides et des contacts, d’abord hors contrainte, puis sous contrainte.

## 1.2 Comportement mécanique des joints rocheux

### 1.2.1 Paramètres de sollicitations mécaniques

Jing et al [96] expliquent que tous les degrés de liberté sont possibles entre deux épontes vues comme des parallélépipèdes (figure 1.3). En effet, ils dénombrent 3 translations et 3 rotations permettant ainsi de décrire l’ensemble des mouvements relatifs possibles dans l’espace. Si les rotations sont rarement des paramètres contrôlés ou permettant de piloter des essais, les déplacements sont des paramètres importants pour réaliser des essais et décrire le comportement mécanique des joints rocheux. Les rotations conduisent à des essais non homogènes en terme d’interfaces et donc ininterprétables. On distinguera les déplacements relatifs tangentiels selon  $x$  et  $y$  (figure 1.3) habituellement notés  $[W_x]$  et  $[W_y]$ , du déplacement relatif normal selon  $z$  habituellement noté  $[u]$ . A ces déplacements sont associés les efforts permettant de les générer. On appellera effort tangentiel selon  $x$  (resp. selon  $y$ ), l’effort  $F_x$  (resp.  $F_y$ ) qui engendre le déplacement relatif tangentiel  $[W_x]$  (resp.  $[W_y]$ ). De même,  $F_n$  générant le déplacement relatif normal  $[u]$  est appelé effort normal.

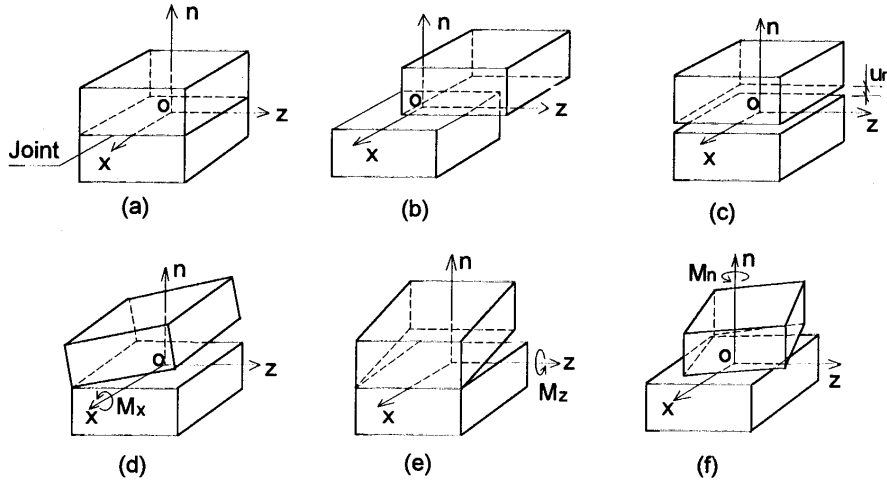


FIG. 1.3 – Degrés de liberté d'un joint rocheux d'après Jing et al. [96]. (a) : Etat initial, (b) : translation dans le plan, (c) : déplacement relatif normal, (d) : rotation autour de l'axe x, (e) : rotation autour de l'axe z, (f) : rotation autour de l'axe n.

Si l'on raisonne en terme de contraintes plutôt qu'en efforts, il est possible de relier incréments de contraintes et de déplacements relatifs selon la relation 1.2. Cette relation, écrite ici en dans un cas bidimensionnel pour alléger l'écriture, permet en principe de décrire de façon incrémentale tout chemin de sollicitation, grâce à la matrice constitutive reliant les deux vecteurs incrémentsaux.

$$\begin{pmatrix} d\sigma \\ d\tau \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} k_{nn} & k_{nt} \\ k_{tn} & k_{tt} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d[u] \\ d[W] \end{pmatrix} \quad (1.2)$$

Dans cette matrice, apparaissent la rigidité normale  $k_{nn}$ , la rigidité tangentielle  $k_{tt}$  et les rigidités couplées  $k_{nt}$ . Les rigidités, les déplacements et les contraintes sont les paramètres qui nous serviront pour étudier expérimentalement le comportement mécanique des joints rocheux. Le paragraphe suivant nous permet d'en définir les évolutions typiques au cours des essais mécaniques les plus courants.

### 1.2.2 Chemins de contraintes

Nous ne parlerons pas dans ce paragraphe de l'essai de compression mais des essais de cisaillement. En effet, contrairement à l'essai de compression, il existe plusieurs essais de cisaillement définis par les évolutions choisies pour les degrés de liberté ou pour les efforts. On recense classiquement 5 essais de cisaillement :

- l'essai à force normale constante ( $F_n = Cste$ ),
- l'essai à contrainte normale constante (CNC,  $\sigma_n = Cste$ ),
- l'essai à rigidité normale imposée (KNC,  $k_{nn} = \frac{d\sigma_n}{d[u]} = Cste$ ),
- l'essai à volume constant (VC,  $[u] = Cste$ ),
- l'essai à angle de dilatance imposé ( $\frac{d[u]}{d[W]} = Cste$ ).

Certains de ces chemins de sollicitation sont censés représenter des sollicitations possibles in situ (Leichnetz [113]). La rigidité imposée peut être vue comme celle du massif rocheux agissant sur

un joint situé en profondeur d'un massif, tandis qu'un bloc situé en surface, glissant le long d'une fracture engendre un cisaillement approximativement à contrainte normale constante. De tous les essais, le cisaillement à contrainte normale constante (CNC) est le plus répandu. Il nécessite toutefois un dispositif expérimental permettant de corriger l'effort normal avec l'évolution de la surface de contact, laquelle peut être complexe selon la géométrie des joints étudiés. Nous verrons que c'est la raison pour laquelle nous nous sommes orientés vers des essais à volume constant. Par ailleurs, précisons que ces chemins de sollicitations s'entendent sans rotation d'épentes, les mouvements mobilisés ne sont censés être que des déplacements. Expérimentalement ce n'est toutefois pas toujours le cas.

### 1.2.3 Dispositifs de cisaillement direct

À présent que nous avons vu les degrés de libertés d'un joint rocheux et les chemins de sollicitation possibles, intéressons nous aux dispositifs expérimentaux existant, in situ ou en laboratoire, permettant de réaliser des essais mécaniques sur les joints rocheux. Les dispositifs in situ sont bien moins nombreux et moins utilisés que les dispositifs de laboratoire car lourds à mettre en oeuvre. Outre une technique d'essai qui consiste à découper et tester un bloc depuis une galerie de reconnaissance, Fishman [69] expose la technique qu'il a utilisée pour réaliser sa campagne d'essais. Ce genre d'essais permet de tester des échantillons de grande taille (surface supérieure au  $m^2$ ) mais c'est le seul intérêt de ces essais peu pratiques.

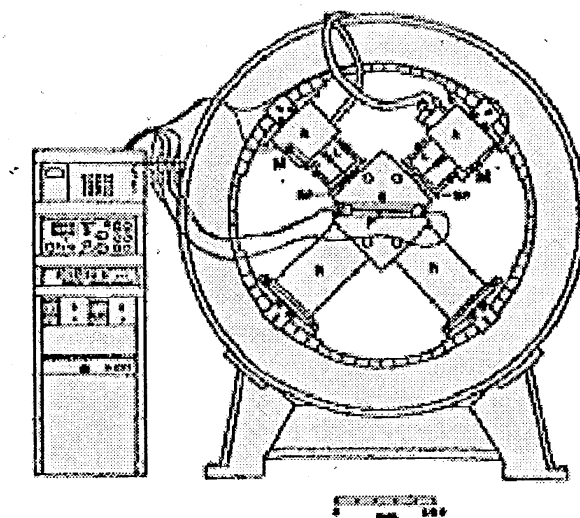


FIG. 1.4 – Appareil de cisaillement biaxial utilisé par Gale [73].

Concernant les essais de laboratoire, plusieurs dispositifs ont été développés successivement depuis les années 1960 dont certains dans l'objectif de réaliser des essais hydromécaniques. Nous scinderons la présentation des dispositifs suivant deux volets (mécanique et hydromécanique), et nous reviendrons sur le dispositif hydraulique par la suite. Gale [73] a développé un dispositif de cisaillement particulier constitué d'un bâti unique (figure 1.4) qui permet d'appliquer un chargement de cisaillement sans créer de rotation du plan de joint. Par contre, les inconvénients sont que l'effort normal est décentré lorsque le cisaillement commence, et surtout que l'asservissement pour piloter les vérins est compliqué, de par la géométrie singulière du dispositif de chargement.

En 1991, Benjelloun [19] utilise, pour son étude du comportement hydromécanique des joints

rocheux, un dispositif composé de deux vérins appliquant l'effort normal et l'effort tangentiel. Le tout est asservi de façon à pouvoir imposer des chemins à contrainte normale constante (CNC) et à rigidité imposée (KNC).

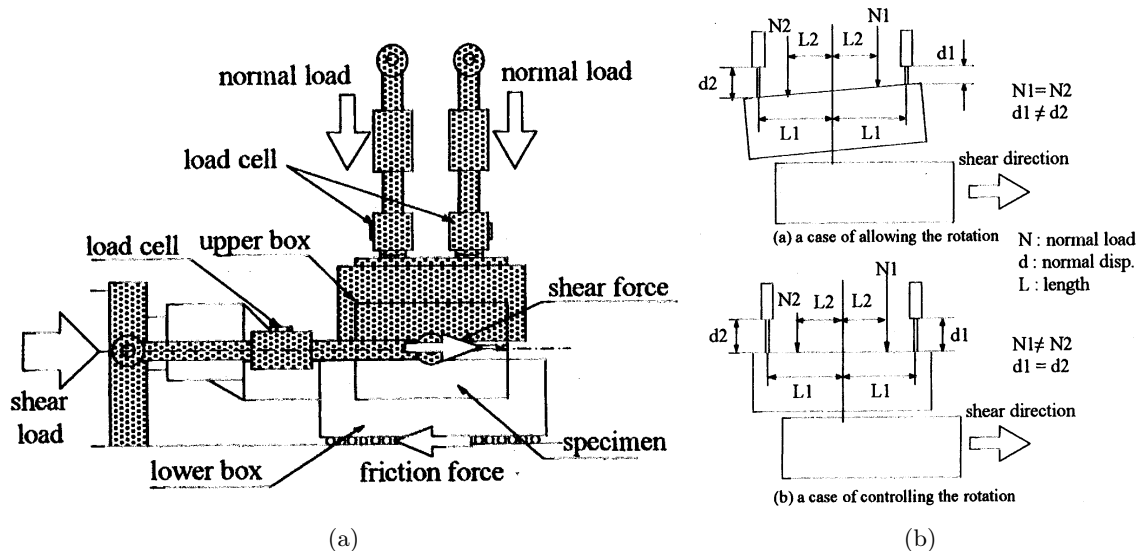


FIG. 1.5 – Dispositif de cisaillement pour joints rocheux d'après Mitani et al [131]. (a) vue de profil et illustration du contrôle de la rotation des épontes par deux vérins asservis. (b) exemple de rotation laissée libre et de rotation contrôlée.

L'influence d'une rotation parasite sur la qualité des essais mécaniques et hydromécaniques conduit certains auteurs à penser autrement les dispositifs de cisaillement. Ainsi, Boulon [27] propose un dispositif permettant des déplacements relatifs tangentiels d'épontes symétriques par rapport à l'axe de chargement normal qui sera présenté au chapitre 3. Mitani et al. [131] optent pour une autre solution permettant un contrôle des rotations d'épontes (figure 1.5). Deux vérins asservis servent à appliquer l'effort normal. Outre cette fonction, les mesures de déplacements relatifs normaux en deux points de l'axe de cisaillement permettent aux vérins de compenser la rotation induite pendant le cisaillement. Ce principe d'application de l'effort normal par deux vérins est repris par la suite par Jiang et al. [95] qui proposent un dispositif pour réaliser des essais à rigidité normale imposée (KNC).

#### 1.2.4 Dispositifs de mesure de morphologie

Comme nous l'avons indiqué précédemment, la caractérisation de la rugosité et la mesure de la morphologie sont des points importants pour analyser le comportement mécanique et hydro-mécanique des joints rocheux. Plusieurs dispositifs ont été proposés afin de pouvoir accéder à la topographie des épontes et on peut dégager deux technologies : les dispositifs de mesure de morphologie avec contact et ceux sans contact.

Les systèmes mécaniques consistent en un ou plusieurs capteurs qui parcourent et palpent la surface rocheuse en enregistrant les déplacements du capteur. Ces systèmes sont souvent longs et peu précis à cause de la faible résolution et de la taille du palpeur. L'École Polytechnique Fédérale de Lausanne a amélioré ce principe en employant une rangée de 5 capteurs au lieu d'un capteur unique. Ceci permet de multiplier les points de mesure ou de réduire le temps nécessaire pour palper la surface.

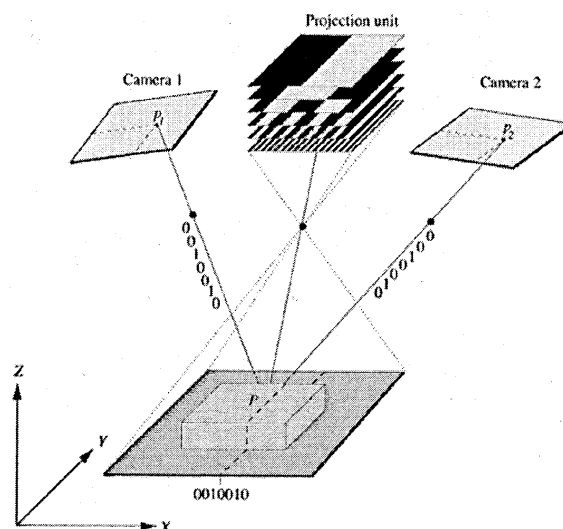


FIG. 1.6 – Principe de fonctionnement du système de mesure de morphologie A.T.S d'après Grasselli [85].

Ces systèmes ne permettent qu'un relevé grossier de la morphologie des épontes, inutilisable pour suivre la dégradation en cours de cisaillement ou pour déterminer l'espace des vides. En effet, dans cet objectif, il est nécessaire de couvrir la totalité de la surface et d'avoir un capteur le plus petit possible pour "voir" correctement les moindres aspérités. Devant les limites des systèmes mécaniques, des dispositifs de mesure par capteurs laser ont été développés. Ainsi, Lanaro et al. [109], Armand [10], Grasselli et al [85], Hans [90], Lee et al [112] ou encore Fardin [67] ont utilisé des dispositifs sans contact. Ceux ci permettent généralement une plus grande précision de mesure, par un "point" laser de petite dimension et un temps réduit d'essai tout en offrant un très grand nombre de points de mesure, voire en scannant l'intégralité de la surface (Grasselli [85]). A titre d'exemple, le dispositif utilisé in situ par Fardin [67] permet de scanner une surface de 6m\*4m avec une résolution de 5 mm le tout en 3 minutes. L'ATS (Advanced Topometric Sensor), utilisé par Grasselli, est basé sur le principe de triangulation optique et permet de relever la morphologie d'une éponte rocheuse en moins de 5 minutes (figure 1.6).

Toutefois, la plupart de ces dispositifs de mesure nécessitent d'extraire l'échantillon du dispositif de cisaillement pour effectuer la mesure ce qui ne permet pas, en l'état, d'effectuer un suivi de dégradation en cours d'essai. A contrario, le dispositif "Calvin" utilisé par Armand [10] et Hans [90] peut être introduit dans la boîte de cisaillement direct BCR3D afin de "scanner" les épontes sans interrompre définitivement l'essai de cisaillement. Ainsi, il est possible d'intercaler des phases de mesure de morphologie durant le cisaillement hydromécanique. Il est alors possible de suivre la dégradation en cours de cisaillement et de déterminer l'espace des vides dans le joint en mesurant les positions relatives des deux épontes l'une par rapport à l'autre. Nous parlerons plus en détail de ce dispositif dans le chapitre 3.

### 1.2.5 Description du comportement mécanique des joints rocheux

#### 1.2.5.1 Comportement en compression simple

L'essai de compression simple consiste à appliquer un effort normal (i.e : orienté suivant la normale au plan moyen du joint) et généralement centré sur la surface du joint tout en mesurant le déplacement relatif normal. Selon la morphologie du joint, il arrive, durant la compression, que de légers efforts tangentiels se développent (si les déplacements tangentiels sont bloqués) ou que les épontes se déplacent l'une par rapport à l'autre dans le plan moyen du joint si les déplacements tangentiels ne sont pas bloqués. Les résultats obtenus par Bandis et al [12] sont présentés figure 1.7. On y voit l'évolution de la contrainte normale en fonction de la déformation normale pour trois cas ((a) la roche est intacte, (b) la roche est parcourue d'un joint correctement imbriqué, (c) le joint n'est plus correctement imbriqué). Si la roche intacte offre une réponse mécanique quasi élastique linéaire, il n'en va pas de même quand une discontinuité parcourt la matrice rocheuse. La non linéarité est imputable au nombre de points de contact croissant au cours de la compression. Par ailleurs, certaines zones locales subissent des déformations élastiques quand d'autres sont sollicitées de façon plastique. Ceci explique en partie la non linéarité et l'hystérésis en décharge observable dans les cas (b) et (c).

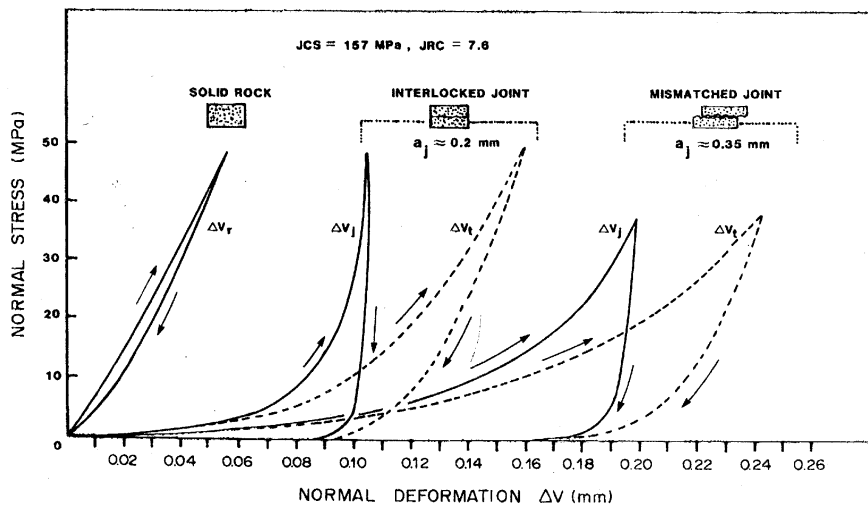


FIG. 1.7 – Evolutions de la contrainte normale en fonction de la déformation ou du déplacement relatif normal pour une roche saine, dans le cas d'un joint imbriqué et d'un joint mal imbriqué d'après Bandis et al [12].

De plus, dans les cas (b) et (c), la courbe en pointillés correspond au comportement global de l'échantillon. Bandis et al établissent alors, par soustraction, la courbe représentative du comportement du joint seul ( $\Delta V_j = \Delta V_t - \Delta V_r$ , courbe en trait plein). Ceci permet de prendre conscience de l'influence du joint et de son imbrication sur la déformation et sur la rigidité normale de l'ensemble. Cette rigidité normale  $k_{nn}$  n'est pas constante en cours d'essai puisque la réponse n'est pas linéaire et certains auteurs en ont proposé une formulation. Elle est calculée comme la dérivée de la fonction  $\sigma_n = f([u])$  en faisant l'hypothèse que la rigidité couplée  $k_{ns}$  est nulle. Nous verrons ultérieurement que diverses formulations ont été proposées pour relier la contrainte normale à la déformation.

Une étude cyclique du joint rocheux en compression simple (figure 1.8) permet de mettre en

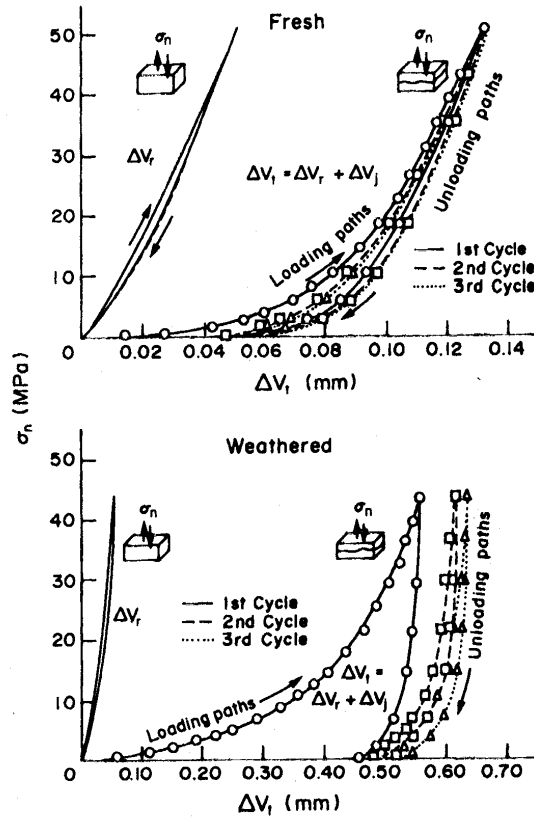


FIG. 1.8 – Evolutions de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal pour une roche saine (dolérite), pour un joint sain et pour un joint altéré en compression cyclique d'après Bandis et al [12].

lumière la différence entre un joint sain et un joint altéré. En effet, s'il existe une légère déformation permanente dans le cas du joint sain (correspondant à un déplacement relatif normal de 0.04 mm), les chemins de charge et décharge sont très similaires. Contrairement à celle du joint sain, la réponse mécanique du joint altéré met en lumière une déformation permanente importante et une différence entre le premier cycle et les suivants. Par ailleurs, les déplacements relatifs normaux sont bien plus importants dans le cas d'un joint altéré. Benjelloun [19] en arrive aux mêmes conclusions après ses travaux sur le comportement en cisaillement des joints rocheux.

### 1.2.5.2 Comportement en cisaillement

Comme nous l'avons indiqué au paragraphe 1.2.2, il existe plusieurs chemins de sollicitations possibles pour réaliser un essai de cisaillement. Nous ne souhaitons pas étudier de façon exhaustive les réponses mécaniques possibles en cisaillement. L'essai à contrainte normale constante étant le plus courant, c'est la réponse d'un joint à une telle sollicitation que nous présentons dans ce paragraphe.

Durant cet essai, l'effort normal varie en fonction du déplacement relatif tangentiel de façon à maintenir la contrainte normale constante, quelle que soit la surface réelle du joint. Un résultat classique d'essai de cisaillement direct monotone à contrainte normale constante est donné figure

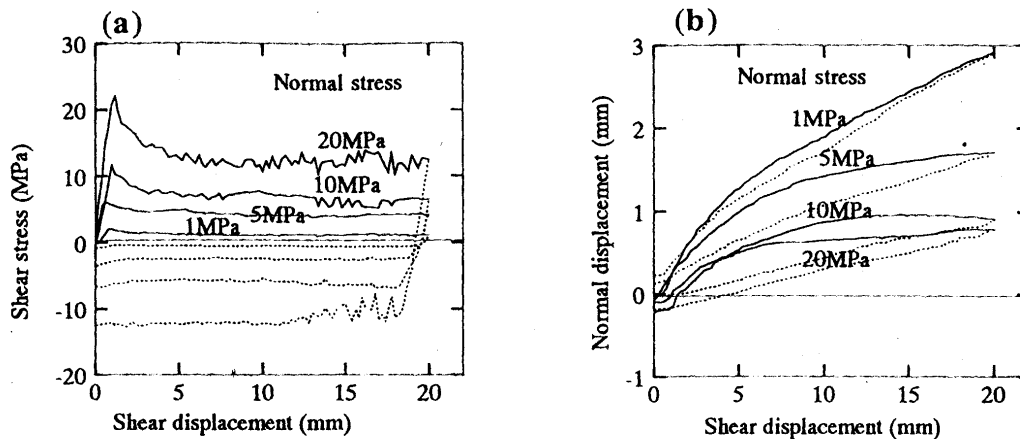


FIG. 1.9 – Essais de cisaillement direct CNC. (a) Evolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel. (b) Evolution du déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel. D'après Esaki et al. [65].

1.9. On constate que la contrainte de cisaillement augmente jusqu'à une valeur dite de pic (notée  $\tau_{pic}$ ) puis, rejoint un palier correspondant à une valeur qualifiée de résiduelle (notée  $\tau_{résiduelle}$ ). L'explication physique est une rupture progressive des aspérités jusqu'à  $\tau_{pic}$  pour laquelle il y a rupture totale des aspérités. Par la suite, les deux épontes dégradées frottent l'une contre l'autre mobilisant la résistance résiduelle au cisaillement .

En ce qui concerne le déplacement relatif normal (figure 1.9), on observe une légère contractance en début d'essai, due à l'imbrication imparfaite des épontes, puis une dilatance jusqu'à une valeur résiduelle plus ou moins prononcée. Il est d'usage de définir l'angle de dilatance ( $i$ ) à partir de la courbe 1.9 (b) et on a :

$$\tan(i) = \frac{\Delta[u]}{\Delta[W]}$$

dans la phase de pente maximale.

Après la phase de contractance de début d'essai, la valeur de l'angle de dilatance augmente jusqu'à une valeur maximale au niveau du pic en contrainte. Puis, quand les aspérités sont rompues et que le frottement résiduel est mobilisé, l'angle de dilatance ( $i$ ) devient nul.

Les nombreuses études menées sur les joints rocheux, quelle que soit la géométrie, la rugosité ou la nature de la roche (joints en dents de scie (Yang et al [193]), différentes rugosités (Barton [14], Bandis et al [12], répliques de roches (Armand [10])), mettent en évidence que  $\tau_{pic}$  et  $\tau_{résiduelle}$  augmentent avec le niveau de contrainte normale tandis que l'angle de dilatance diminue.

De même que pour les essais de compression, il est possible de soumettre les joints à un cisaillement cyclique. Dès lors, on observe une évolution du comportement par rapport à celui décrit précédemment. Au fur et à mesure des cycles, la résistance mobilisable en cisaillement diminue quel que soit le sens du cisaillement sans qu'il n'y ait plus de pic en contrainte. Les valeurs résiduelles de contraintes finissent alors par se stabiliser.

Concernant le déplacement relatif normal, on retrouve la courbe présentée ci avant qui se maintient au cours des cycles. En effet, on observe une phase de dilatance à chaque trajet "aller" et une phase de contractance pour chaque trajet "retour". L'angle de dilatance évolue peu entre le



premier et le cinquième cycle.

L'évolution de la contrainte de cisaillement et du déplacement relatif normal dépendent du type d'essai, ou plus particulièrement, du chemin de sollicitation suivi. Toutefois, d'une façon générale, lors du cisaillement d'un joint rocheux, il y a une phase de contractance et/ou de dilatance. Plus les déplacements sont laissés libres (faible contrainte normale constante), plus les efforts mobilisés sont faibles. A contrario, si la dilatance est bloquée (essai à volume constant), cela engendrera une forte augmentation des efforts pour rompre les aspérités qui ne peuvent être chevauchées lors de la dilatance. Nous verrons ultérieurement les modèles de comportement qui permettent de reproduire le comportement expérimental en cisaillement des joints rocheux.

## 1.3 Comportement hydromécanique des joints rocheux

### 1.3.1 Paramètres influençant l'écoulement

Si l'on considère un fluide circulant dans une discontinuité rocheuse, plusieurs paramètres, géométriques ou hydrauliques régissent cet écoulement. Tout d'abord, ce dernier est sensible au type de fluide. Si on trouve majoritairement de l'eau in situ, différents fluides peuvent être utilisés en laboratoire et l'écoulement dépend de leur propriétés (viscosité cinématique  $\nu$  en  $[m^2/s]$ , masse volumique en  $[kg/m^3]$ ).

Par ailleurs, l'écoulement dépend de la capacité de la discontinuité à laisser s'écouler le fluide sous un gradient de pression. Cette dernière peut être exprimée comme une perméabilité de type Darcy ou par la transmissivité définie comme le produit de l'ouverture du joint et de sa perméabilité ( $t = k \cdot e$ ). Ceci a l'avantage d'intégrer l'ouverture moyenne du joint dans le résultat en s'affranchissant ainsi d'une hypothèse hasardeuse. Cette transmissivité intrinsèque (T), c'est à dire propre au joint si on l'exprime indépendamment des propriétés du fluide (expression intrinsèque :  $T = t \frac{\mu}{\gamma_w}$  avec  $\gamma_w$  : poids volumique du fluide,  $\mu$  : viscosité dynamique du fluide), dépend de la géométrie du joint, c'est à dire de l'ouverture  $e$ . Cette dernière dépend elle même des contraintes appliquées sur le joint, de la rugosité et de la tortuosité (Hakami [88], Indraratna et al. [93]).

L'ouverture ( $e$ ) intervenant dans l'équation  $t = k \cdot e$  et régissant l'écoulement ne correspond pas nécessairement à l'ouverture mécanique (E) définie précédemment. On définit alors l'ouverture hydraulique ( $e$ ) comme l'ouverture d'une fracture à parois planes et lisses ayant la même perméabilité que le joint étudié. Si Whitherspoon et al [191] concluent que l'ouverture hydraulique ( $e$ ) et l'ouverture mécanique (E) sont égales, en supposant que la loi cubique est valable, ce n'est pas l'avis de Barton et al [17].

$$e = \frac{JRC^{2.5}}{\left(\frac{E}{e}\right)^2} \quad (1.3)$$

En effet, suite à leurs observations expérimentales, ils établissent une relation empirique entre ( $e$ ) et (E) (équation 1.3) représentée figure 1.10. Cette relation empirique traduit le fait que pour obtenir une conductivité équivalente, un joint présentant certaines rugosité et tortuosité doit avoir une ouverture supérieure à celle d'un canal à parois lisses. Outre la rugosité et la tortuosité, d'autres paramètres peuvent influencer la conductivité (matériau broyé, points de

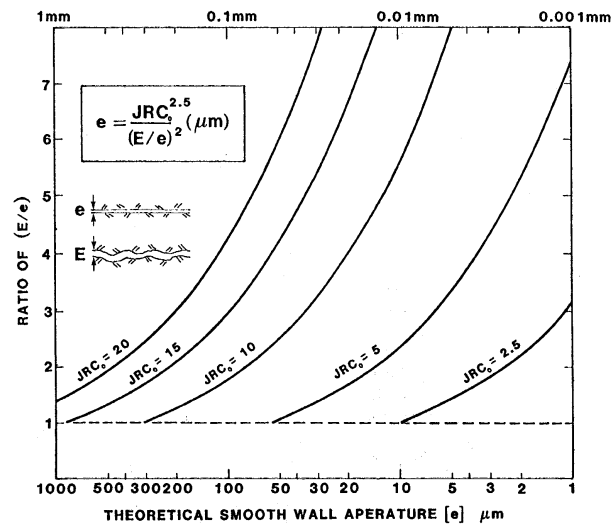


FIG. 1.10 – Relation empirique entre le ratio  $(e/E)$  et l'ouverture hydraulique  $(e)$  pour différentes valeurs de JRC d'après Barton et al [17].  $E$  : ouverture mécanique.

contact). C'est pourquoi Olsson et al [145] approfondissent l'étude de Barton en étudiant le cas du cisaillement. La figure 1.11 présentant leurs résultats montre que la figure 1.10 n'est plus valable quand le joint est cisailé et dilate.

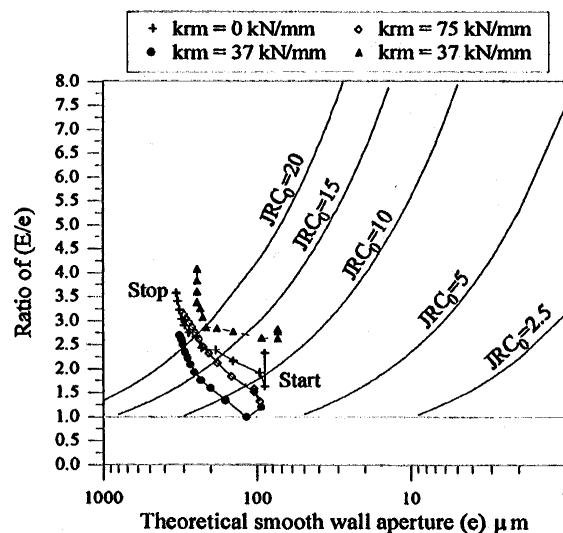


FIG. 1.11 – Evolution du rapport calculé  $(E/e)$  en fonction de l'ouverture hydraulique  $(e)$  pour des essais de cisaillement à rigidité normale imposée. D'après Olsson et al [145].

### 1.3.2 Différents types d'écoulement

L'écoulement de fluide dans une fracture rocheuse est un phénomène complexe et de nombreux auteurs s'y sont intéressés. Si les équations de Navier Stokes permettent de décrire exactement un écoulement, leur difficulté conduit les différents auteurs à procéder à des simplifications souvent poussées. Si l'on considère un écoulement laminaire bidimensionnel dans un joint plan lisse, la résolution des équations de Navier Stokes conduit à la loi cubique (équation 1.4).

$$\frac{Q}{\Delta H} = C \cdot e^3 \quad (1.4)$$

C étant une constante dépendant de la géométrie :

- pour un écoulement unidirectionnel de largeur  $l$ , de longueur  $L$  (section  $S = l \cdot e$ ) :  $C = \frac{g \cdot l}{12\nu L}$
- pour un écoulement radial entre les rayons  $r_i$  et  $r_e$  :  $C = \frac{g}{12\nu} \frac{2\Pi}{\ln(r_e/r_i)}$

Dans les deux cas, on peut exprimer la transmissivité intrinsèque  $T$  comme suit :

$$T = \frac{e^3}{12}$$

Ces hypothèses correspondent rarement à la réalité d'un joint rocheux. Pour illustration, Gale [73] distingue trois types de fractures qui affectent l'écoulement par leur rugosité relative (figure 1.12). Afin d'améliorer la description des écoulements en tenant compte des paramètres de rugosité, certains auteurs ont proposé des formulations empiriques, démarche classique de mécanique des fluides. Nikuradse (Comolet [44]) a étudié la variation du coefficient de pertes de charge  $\Lambda$  en fonction du nombre de Reynolds  $R_e$  dans une conduite circulaire pour différentes rugosités relatives. Ces résultats permettent de compléter les équations de Poiseuille et Blasius qui décrivent un écoulement respectivement laminaire et turbulent dans une conduite hydrauliquement lisse.

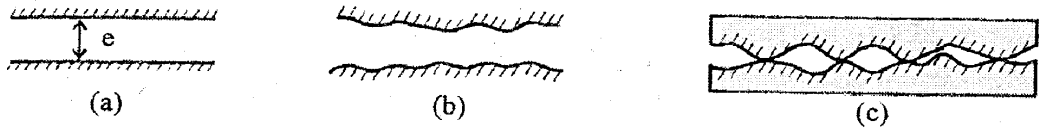


FIG. 1.12 – Différents types de fractures d'après Gale [73]. (a) Fracture plane lisse ouverte. (b) Fracture rugueuse ouverte. (c) Fracture rugueuse avec des points de contact.

Louis [118] et Lomize [117], comme Nikuradse, ont cherché des relations empiriques entre  $\Lambda$ , coefficient de perte de charge, et la rugosité relative  $\frac{k}{D_h}$  afin d'étendre les formulations au cas d'un écoulement unidirectionnel dans une fracture rugueuse. Lomize a mis en évidence une rugosité relative critique  $\frac{k}{D_h} = 0.032$  au delà de laquelle il existe une réelle influence de la rugosité de la fracture. C'est à ce domaine que ce sont intéressés ces deux auteurs. Chaque formulation étant valable pour un régime d'écoulement et une rugosité relative donnée, il existe, outre la valeur de rugosité relative critique, des valeurs de nombre de Reynolds faisant office de transition entre les différents domaines et les différentes formulations. Nous ne rentrerons pas dans le détail de ces valeurs de transition (disponibles dans Hans [89]).

Nous proposons un tableau regroupant différentes formulations empiriques et correspondant à différents régimes d'écoulement (tableau 1.1). Dans ce tableau, interviennent les termes  $\Lambda$  et  $R_e$  dont nous rappelons d'abord les expressions, équations 1.5 et 1.6.

$$\Lambda = \frac{I \cdot D_h}{\bar{v}^2} \quad (1.5)$$

$$R_e = \frac{\bar{v} D_h}{\nu} \quad (1.6)$$

Avec

- $\bar{v}$  : vitesse moyenne de l'écoulement
- $D_h$  : diamètre hydraulique de la section d'écoulement (voir Comolet [44],
- $\nu$  : viscosité cinématique du fluide [ $m^2/s$ ]
- $g$  : accélération de la pesanteur
- $I$  : gradient hydraulique

Écoulement	Auteur	Coefficient $\Lambda$	Relation $\bar{v} = f(i)$	Rugosité relative
Laminaire H.L.	Poiseuille	$\Lambda = \frac{96}{Re}$	$\bar{v} = \frac{g \cdot D_h^3}{48 \cdot \nu} \cdot I$	$\frac{k}{D_h} \leq 0.032$
Turbulent H.L.	Blasius	$\Lambda = 0.316 \cdot Re^{-1/4}$	$\bar{v} = \left[ \frac{g \cdot D_h^{5/4}}{0.158 \cdot \nu^{1/4}} \right]^{4/7} \cdot I^{4/7}$	
Turbulent H.R.	Nikuradse	$\frac{1}{\sqrt{\Lambda}} = -2 \cdot \log\left(\frac{k/D_h}{3.7}\right)$	$\bar{v} = (8D_h g)^{1/2} \cdot \log\left(\frac{3.7}{k/D_h}\right) \cdot I^{1/2}$	
Laminaire	Louis [118]	$\Lambda = \frac{96}{Re} \cdot \left[1 + 8.8 \cdot \left(\frac{k}{D_h}\right)^{1.5}\right]$	$\bar{v} = \frac{D_h^2 \cdot g}{48 \cdot \nu \cdot [1 + 8.8 \cdot (\frac{k}{D_h})^{1.5}]} \cdot I$	$\frac{k}{D_h} > 0.032$
	Lomize [117]	$\Lambda = \frac{96}{Re} \cdot \left[1 + 17 \cdot \left(\frac{k}{D_h}\right)^{1.5}\right]$	$\bar{v} = \frac{D_h^2 \cdot g}{48 \cdot \nu \cdot [1 + 17 \cdot (\frac{k}{D_h})^{1.5}]} \cdot I$	
Turbulent	Louis [118]	$\frac{1}{\sqrt{\Lambda}} = -2 \cdot \log\left(\frac{k/D_h}{1.9}\right)$	$\bar{v} = 2 \cdot \log\left(\frac{1.9}{k/D_h}\right) \cdot (2gD_h)^{1/2} \cdot I^{1/2}$	
	Lomize [117]	$\frac{1}{\sqrt{\Lambda}} = -2.55 \cdot \log\left(\frac{k/D_h}{1.24}\right)$	$\bar{v} = 2.55(2gD_h)^{1/2} \cdot \log\left(\frac{1.24}{k/D_h}\right) \cdot I^{1/2}$	

TAB. 1.1 – Relations entre le coefficient de perte de charge  $\Lambda$ , le nombre de Reynolds  $Re$  et la rugosité relative  $\frac{k}{D_h}$  pour différents régimes d'écoulement, établies par différents auteurs. Le calcul de la vitesse moyenne  $\bar{v}$  découle de ces formulations. On a noté H.R. un écoulement hydrauliquement rugueux et H.L. un écoulement hydrauliquement lisse. D'après Louis [118](version traduite).

### 1.3.3 Dispositifs expérimentaux

De même que précédemment, il existe des dispositifs de mesure de conductivité hydraulique de joints rocheux in situ et en laboratoire. Tout comme les essais mécaniques, les essais hydromécaniques in situ sont rares. Si réaliser un essai de perméabilité de massif in situ est une chose relativement aisée (Philipponnat et al [153]), déterminer la conductivité hydraulique d'une fracture donnée in situ est beaucoup plus complexe. Le dispositif développé par Cornet et al. [45], [46] dans la carrière du Mayet de Montagne a permis de mener des investigations sur la conductivité des discontinuités d'un bloc de granit.

Les dispositifs de laboratoire dont nous traitons dans ce paragraphe, sont pour la plupart des éléments complémentaires d'appareils mécaniques présentés précédemment. Dans un premier temps, des dispositifs ont été développés pour mener des essais hydromécaniques en compression simple (Gentier [80], Gale [73], Benjelloun [19], Sotoudeh [172]). Les dispositifs de Gale et Gentier sont similaires : ils sont prévus pour être placés dans une presse associée et l'injection de fluide est faite au centre de la fracture circulaire par un forage imposant ainsi un écoulement radial. Benjelloun, quant à lui, teste des échantillons parallélépipédiques de  $180mm \cdot 180mm$  dans lesquels il réalise une rainure perpendiculairement à deux cotés et qui intercepte l'orifice d'injection. De ce fait, l'écoulement est longitudinal. Le dispositif développé par Sotoudeh [172] se distingue des précédents dans le sens où il autorise une mesure de pression interstitielle dans l'interface et que la contrainte normale n'est pas appliquée par une presse mais par du fluide mis en pression.

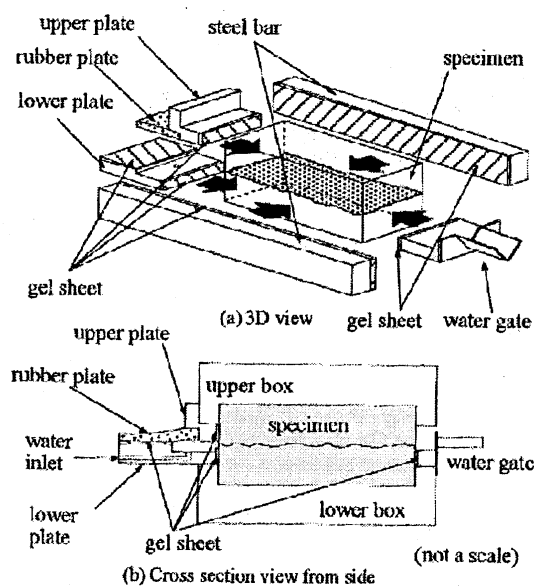


FIG. 1.13 – Dispositif réalisant l'étanchéité autour du joint testé, et permettant d'imposer un écoulement unidirectionnel d'après Mitani [131].

Les dispositifs d'essais hydromécaniques en cisaillement sont peu nombreux mais présente des points communs dans leur conception. On retrouve généralement :

- une injection de fluide par différence de charge (réserve d'eau placée à une hauteur déterminée, Mitani [131]) ou par une pompe (Olsson [144], Hans et al [90], Benjelloun [19], Lee et al [112]),
- un écoulement radial (Hans et al [90], Mitani [131]) ou longitudinal (Benjelloun [19], Lee [112]),
- une mesure des débits par débitmètre (Hans et al [90], Benjelloun [19].) ou par balances de précision (Olsson [146], Mitani [131], Lee et al [112]).

Suivant les options choisies à la conception, la pression d'injection possible sera plus ou moins élevée, l'étude de l'anisotropie possible ou non. Benjelloun [19] a utilisé en cisaillement son dispositif développé pour la compression tout en subissant la lourdeur d'un système non conçu à la base pour le cisaillement. On note également des essais réalisés avec des cellules biaxiale ou triaxiale (Teufel [180], Makurat [120]) adaptées pour les besoins des essais. Depuis, on observe une majorité de dispositifs de cisaillement direct asservis et associés à un système de mesure de conductivité. La grande difficulté dans la réalisation de ces dispositifs est d'assurer l'étanchéité de l'ensemble tout en autorisant des déplacements relatifs normaux et tangentiels.

### 1.3.4 Description du comportement hydromécanique

#### 1.3.4.1 Comportement en compression

Les études de comportement hydromécanique en compression simple sont nombreuses et une étude exhaustive nécessiterait plus qu'un paragraphe d'étude bibliographique. Nous présenterons ici les résultats typiques obtenus par les différentes équipes de recherche.

La courbe 1.14 établie par Hans et al [90] permet de visualiser la décroissance de la transmissivité

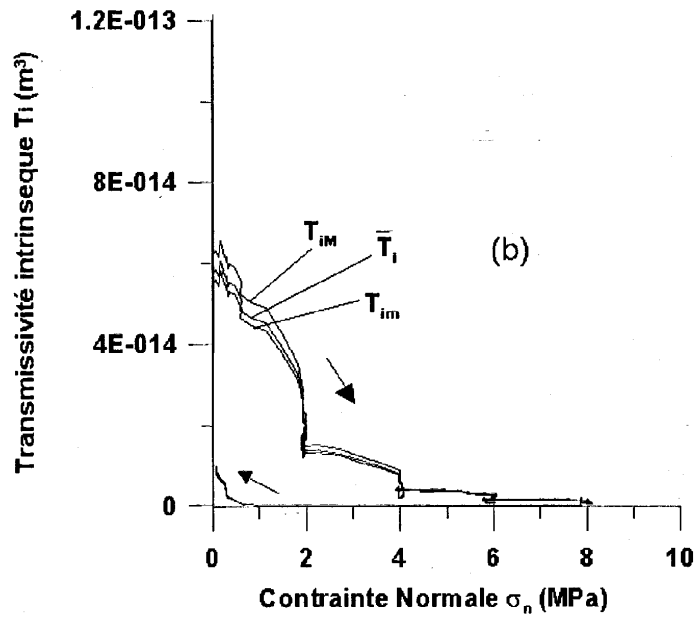


FIG. 1.14 – Evolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. Répliques en mortier de joints rocheux testées en compression simple d'après Hans [89].

du joint rocheux avec l'augmentation de la contrainte normale. Tout comme l'évolution du déplacement relatif normal, cette décroissance n'est pas linéaire. L'explication physique réside dans la réduction des vides, l'augmentation des points de contacts et l'augmentation de tortuosité durant la compression. La capacité de l'interface rocheuse à laisser passer le fluide sous pression diminue fortement lors de l'application de la contrainte normale. Ceci a été observé depuis les premiers essais hydromécaniques en compression (Gale [75], Iwai [94]) jusqu'aux plus récents (Meheust et al [129], Lee et al [112], Adler [2]).

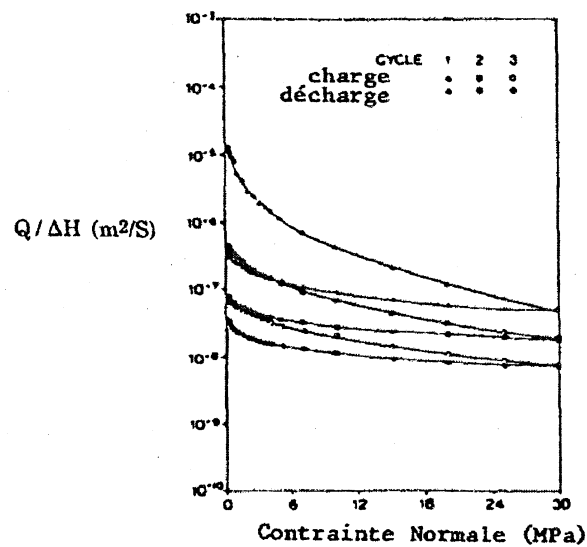


FIG. 1.15 – Comportement sous cycles de compression simple : évolution de la conductivité hydraulique en fonction de la contrainte normale. D'après Raven et al [158].

Lorsque l'on s'intéresse à la décharge (figure 1.15), on observe que le comportement n'est pas

réversible dans la mesure où après une première charge, la transmissivité à contrainte nulle est inférieure à la transmissivité initiale. Ceci est montré également par Hans [89]. En poursuivant les cycles, Raven et al. [158] montrent que la conductivité décroît au fur et à mesure des cycles de compression. De nombreux auteurs ont proposé des relations empiriques liant la perméabilité d'une fracture à la contrainte normale effective et certaines de ces relations (Gangi [76], Gale [74], Swan [174]) ont fait l'objet d'une confrontation avec des résultats expérimentaux de Lee et al [112].

### 1.3.4.2 Comportement en cisaillement

Lee et al [112] soulignent le fait que l'évolution de la transmissivité en fonction du cisaillement est aléatoire. En effet, de nombreux auteurs s'accordent à dire que la transmissivité est liée à la dilatance (Sharp et al [169], Barton [13], Yeo et al [194], Lee et al [112]), c'est clairement visible figure 1.16 puisque les évolutions du déplacement relatif et de la transmissivité en fonction du déplacement relatif tangentiel sont similaires. Toutefois, prédire la dilatance pour une rugosité quelconque n'est pas chose aisée. De nombreux modèles ont été établis pour des géométries particulières (dents de scie (Patton [151]), sinusoïde (Plesha [154]), plots (Tsang et al [182]) et les différents modèles permettant de traiter des géométries quelconques (Divoux amélioré (Armand [10], Seidel et al. [168]) nécessitent un certain nombre de paramètres accessibles après un essai de cisaillement.

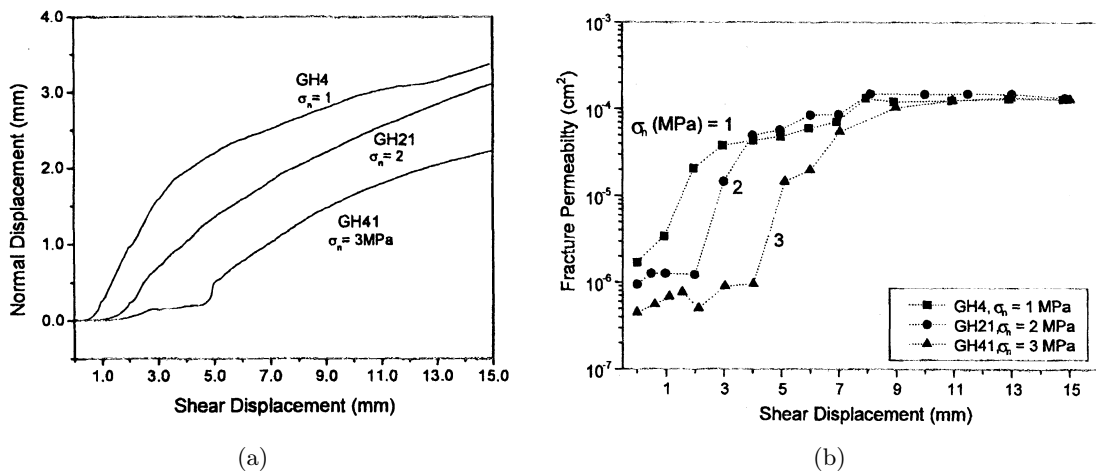


FIG. 1.16 – Essais hydromécaniques de cisaillement CNC sur des fractures de Granite. (a) Evolution du déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel. (b) Evolution de la perméabilité en fonction du déplacement relatif normal. D'après Lee et al [112].

Lee et al [112] remarquent que même si la dilatance persiste au cours du cisaillement, la transmissivité finit par se stabiliser et ils expliquent ce phénomène par la production de matériau broyé ("gouge material") qui obstrue les canaux d'écoulement. Nous traiterons de ce phénomène dans le paragraphe 1.4.

Chaque paramètre qui a une influence sur la dilatance a une influence sur la transmissivité. Ainsi, on voit figure 1.17, sur les courbes établies par Olsson [143] que l'augmentation de la rigidité ou de la contrainte normale entraînent la diminution de la transmissivité.

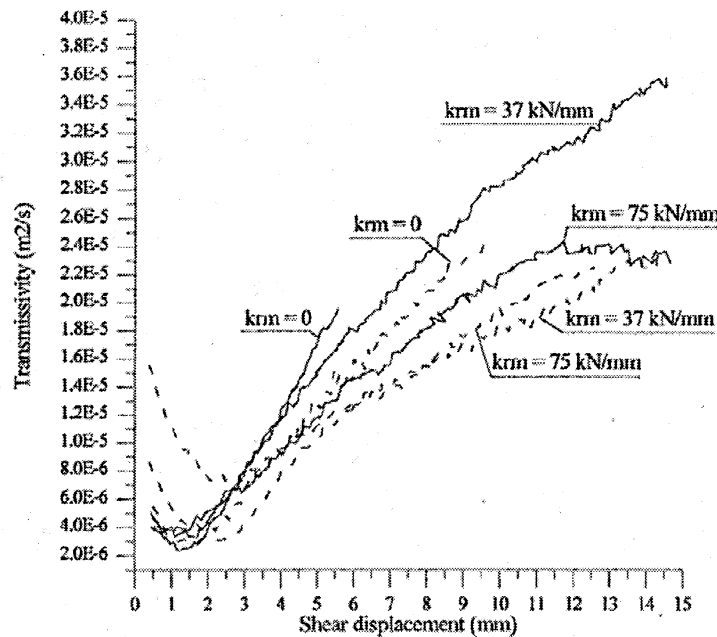


FIG. 1.17 – Essais de cisaillement réalisés sous deux contraintes normales initiales : 2MPa en trait continu et 4 MPa en pointillés, et selon trois rigidités normales différentes (0 kN/mm (CNC), 37 kN/mm et 75 kN/mm) d'après Olsson [143]. Evolution de la transmissivité en fonction du déplacement relatif tangentiel.

## 1.4 Facteurs d'influence et paramètres importants

Tant d'un point de vue mécanique qu'hydromécanique, nous retrouvons les mêmes facteurs influençant le comportement des discontinuités rocheuses. Ce paragraphe sera l'occasion de regrouper les observations de nombreux auteurs sur l'endommagement des épontes, l'effet du matériau de remplissage et finalement, un phénomène récurrent pour des essais de laboratoire : l'effet d'échelle.

### 1.4.1 Endommagement des épontes

Les surfaces des deux épontes constituant le joint rocheux sont endommagées lors des sollicitations mécaniques, ceci étant moins flagrant en compression qu'en cisaillement. Cet endommagement conditionne la résistance mécanique des joints rocheux puisque le pic de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel correspond à la rupture des aspérités.

C'est donc logiquement que de nombreux auteurs se sont intéressés à la dégradation des aspérités présentes sur les épontes en fonction de la sollicitation mécanique. Ladanyi et al [107] ont élaboré un modèle permettant de mesurer la dégradation due à une sollicitation de cisaillement. Seidel et al [168] ont proposé une formulation théorique complète permettant de décrire les mouvements relatifs des épontes l'une par rapport à l'autre et la rupture des aspérités.

Au cours du cisaillement et à cause de cette dégradation d'épontes, les surfaces de contact évoluent et les contraintes se redistribuent. Des auteurs ont alors cherché à suivre l'évolution des zones de contact (Grasselli [85], Riss et al [162]) voire à modéliser l'évolution de morphologie des



épontes (Marache [122], Boulon et al [28]). Hans [89] a suivi l'évolution des zones de contact et de vides au cours du cisaillement et a montré que les vides se créent préférentiellement perpendiculairement au cisaillement.

Le dégradation des épontes s'accompagne d'une production de matériau broyé, classiquement appelé "gouge matériel". Ce matériau peut perturber l'écoulement en obstruant les zones de vides. C'est ce que supputent Lee et al [112] lorsque la transmissivité du joint testé se stabilise alors que ce dernier dilate encore. D'autres auteurs ont observé l'influence du "gouge material" sur la conductivité hydraulique des joints rocheux (Nguyen et al [139], Esaki et al [65], Olsson et al [145]).

La répartition des aspérités sur la surface du joint étant quelconque et la dégradation pouvant accentuer, au cours du cisaillement la modification des zones de vides, initialement aléatoires, il est évident que le comportement mécanique et hydromécanique d'un joint rocheux est anisotrope. Nous ne nous attarderons pas sur ce sujet étudié entre autres par Nakagawa et al [137], Hans et al [90], Jing et al [97], Flamand [70].

Par ailleurs, pour diverses raisons, il arrive qu'un matériau comble les vides initiaux des joints. Sans parler des injections artificielles, une altération de la matrice rocheuse, un transport d'éléments fins bouchant progressivement le joint ou encore des réactions chimiques (formation de calcite) peuvent conduire à un colmatage du joint. Armand [10] a montré l'influence d'un remplissage de calcite sur la réponse mécanique d'un joint de granidorite. Il considère successivement un joint fin et un joint épais. Swedenborg [175] a injecté du coulis de ciment dans un joint et observe une diminution de la résistance mécanique de ce dernier. Plusieurs explications physiques sont avancées : l'effet "roulement à billes" facilitant le cisaillement, le cisaillement du matériau de remplissage de plus faible résistance mécanique ou encore l'atténuation des aspérités.

D'un point de vue hydraulique, ce matériau se comporte comme le "gouge material" et a les mêmes effets : il peut obstruer les canaux d'écoulement et faire diminuer la transmissivité des interfaces rocheuses.

#### 1.4.2 Effet d'échelle

Il existe un problème récurrent quant à l'extrapolation de résultats obtenus en laboratoire à un cas grandeur nature : l'effet d'échelle. Nous avons vu, par exemple, que la rugosité d'une fracture dépend de l'échelle à laquelle on se place. Même s'il existe des distances stationnaires, un joint de  $6m \cdot 4m$  (Fardin et al [67]) n'est pas utilisable en laboratoire. L'influence de la taille des joints a été montrée par Bandis et al [11] (figure 1.18) après une campagne d'essais de cisaillement sur des joints rocheux de différentes tailles. Il montre non seulement que la réponse mécanique est sensible aux dimensions de l'échantillon mais encore que les contraintes de pic et résiduelles diminuent quand la taille de l'échantillon augmente. L'angle de dilatance varie de la même façon. Fardin s'est attaché à étudier la relation de dépendance entre la rugosité et l'effet d'échelle.

Ce phénomène d'effet d'échelle a également été étudié d'un point de vue hydromécanique. Raven et al [158] ont réalisé des essais hydromécaniques sur des joints de diamètres compris entre 10 cm et 29.4 cm. Il ressort de leur étude que la transmissivité diminue lorsque le diamètre des joints testés augmente (figure 1.19 (a)). Ils imputent ceci au fait que le nombre de points de contact augmente avec le diamètre. Les répartitions de contraintes dans les joints sont alors différentes, certaines aspérités étant plus rapidement plastifiées ; les déformations évoluent en conséquence,

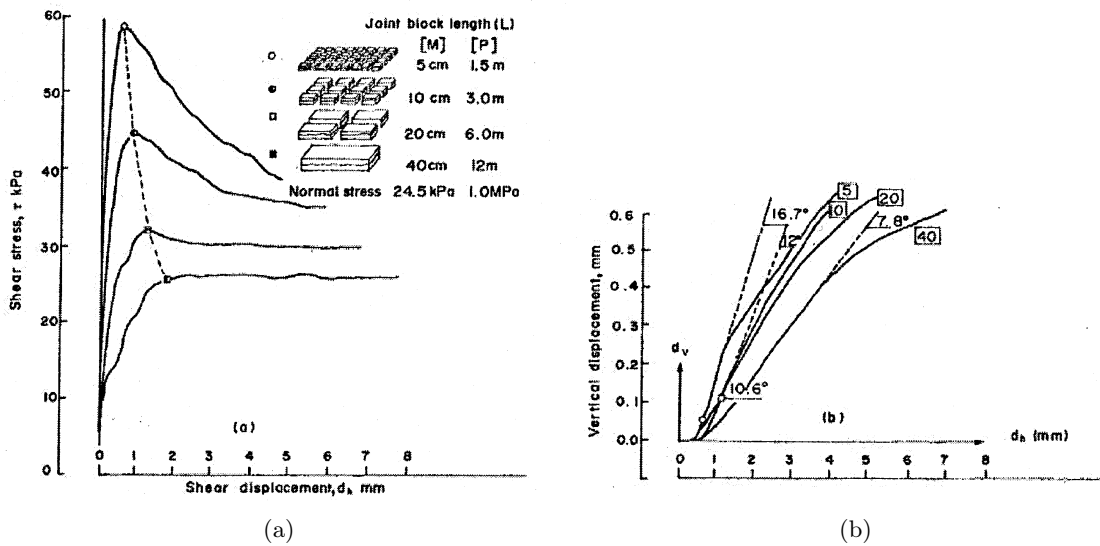


FIG. 1.18 – Effet d'échelle. (a) Evolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel pour différentes tailles d'échantillons. (b) Evolution du déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel pour différentes tailles d'échantillons. D'après Bandis et al [11].

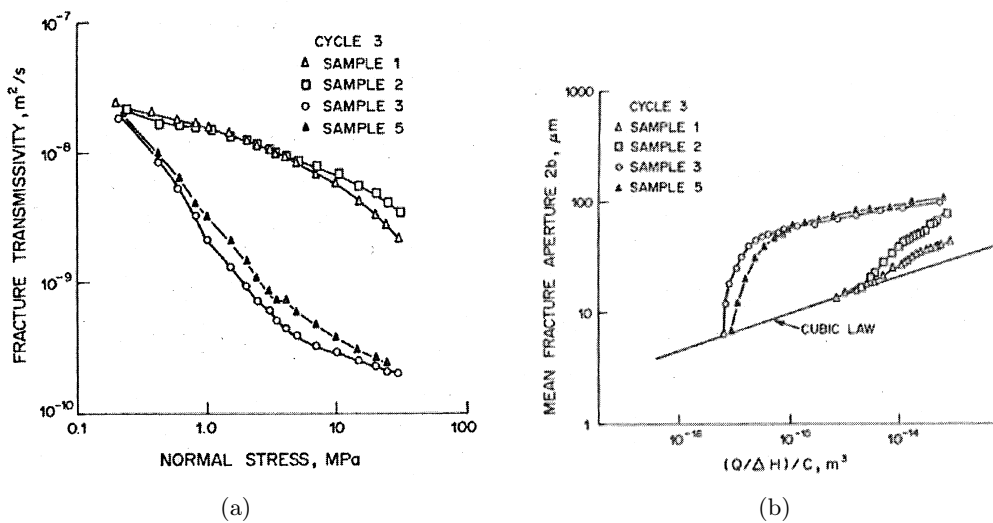


FIG. 1.19 – Effet d'échelle. (a) Evolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale pour différentes tailles d'échantillons. (b) Evolution de l'ouverture mécanique en fonction du rapport  $\frac{Q}{\Delta H \cdot C}$ . Diamètre des échantillons : (1) : 10 cm, (2) : 15 cm, (3) : 19.3 cm, (5) : 29.4 cm. D'après Raven et al [158].

modifiant la transmissivité. Par ailleurs, l'interface devient plus tortueuse lorsque qu'il y a plus de points de contact (cas du joint de grand diamètre) et cela tend à réduire la transmissivité de la fracture. Les auteurs ont également confronté une valeur d'ouverture de la fracture (calculée à partir des données expérimentales) au rapport  $\frac{Q}{\Delta H \cdot C}$  qui est l'expression de la loi cubique pour un géométrie circulaire. En échelle log-log ceci doit correspondre à une droite et les auteurs montrent figure 1.19 (b) que la déviation à la linéarité dépend de la taille des échantillons. Au delà de la pertinence des résultats de laboratoire lorsqu'ils sont appliqués à un cas grandeur nature, l'effet

d'échelle c'est également ne plus considérer une fracture rocheuse unique pour décrire un massif mais raisonner en terme de réseau de fractures le parcourant (Thoraval et al [181]). Ceci implique de déterminer entièrement les plans des fractures et d'extrapoler les connaissances de la fracture à l'échelle du massif.

## 1.5 Modèles de comportement

### 1.5.1 Modèles mécaniques

Les différents modèles développés ont pour objectif de retrouver et/ou de prédire l'évolution mécanique des joints rocheux observée expérimentalement. Ces modèles sont plus ou moins élaborés dans la mesure où ils ne prennent pas tous en compte les mêmes phénomènes physiques et n'abordent pas la mécanique sous le même angle. Sans entrer dans le détail des modèles, nous présenterons ici quelque uns de ces modèles.

- Tout d'abord, des auteurs se sont intéressés au comportement en compression simple et plus particulièrement à la fermeture du joint rocheux en fonction du niveau de contrainte. Ainsi Bandis et al [12] proposent une évolution hyperbolique de la contrainte normale en fonction de la fermeture du joint dont les paramètres sont déterminables par des essais de laboratoire sur la fracture. On trouve d'autres formulations dans la littérature telles que celle de Goodman [83]. Esaki et al [66] modifient la formulation de Barton [17] en ajoutant le déplacement relatif tangentiel dans le calcul de l'ouverture mécanique. Matsuki et al [128] proposent une formulation théorique prenant en compte la viscosité pour décrire la dépendance au temps de la fermeture de la fracture.
- Puis, pour décrire la résistance des joints rocheux en cisaillement, des modèles de critères de rupture ont été proposés par Patton [151] ou Barton [14]. Le modèle de Barton est plus abouti que celui de Patton dans la mesure où il est utilisable pour toute géométrie de joint avec une rugosité quantifiée à travers JRC.
- D'autres modèles ont été développés afin de reproduire plus finement le comportement expérimental des joints rocheux. Ces modèles sont de deux ordres : incrémentaux et élastoplastiques.
  - Les modèles incrémentaux sont basés sur une relation entre l'incrément du vecteur déplacement relatif et l'incrément de vecteur contrainte par le biais de la matrice constitutive. Suivant les conditions aux limites, il est possible de piloter en déplacements ou en contraintes ou de manière mixte. C'est la définition de la matrice constitutive qui différencie les modèles. Leichnetz [113] construit un modèle non linéaire à 5 paramètres pour décrire le comportement monotone en cisaillement tandis que Souley et al [173] développent un modèle permettant de reproduire le comportement cyclique. Benjelloun [19] et Divoux [59] prennent en compte la dégradation des épontes dans leurs modèles incrémentaux non linéaires. Le modèle de Divoux, permettant de reproduire le cisaillement monotone d'un joint de rugosité quelconque, a été adapté aux sollicitations cycliques par Armand [10]. On trouve également, dans la littérature, les modèles de Barton [17], de Goodman [83] et d'Amadei et al [8]. Outre l'aspect novateur de la matrice constitutive, le nombre de paramètres d'un modèle et la possibilité de les déterminer simplement par des essais de laboratoire sont importants pour juger de la qualité d'un modèle.
  - Les modèles élastoplastiques, quant à eux, sont basés sur la partition de l'incrément de

vecteur déplacement relatif en une part plastique et une part élastique (équation 1.7).

$$d[\underline{u}] = d[\underline{u}]^e + d[\underline{u}]^p \quad (1.7)$$

Le comportement élastique est défini par une matrice constitutive élastique linéaire  $\underline{d}^e$ . En ce qui concerne la partie plastique, un ensemble de paramètres est nécessaire pour la définir complètement (critère de plasticité, surface limite, règle d'écoulement plastique). On compte parmi ces modèles celui de Plesha [154], caractérisé par sa simplicité mathématique. Outre le comportement élastoplastique de la roche (échelle macrostructurale), il considère une loi d'interface de type Coulomb adaptée à des géométries particulières d'épentes (joints en dents de scie et sinusoidaux). Le modèle développé par Nguyen et al [139] combine celui de Plesha [154] et celui de Barton [17] en considérant que les surfaces ne peuvent pas être lisses et qu'il existe des aspérités quelle que soit l'échelle.

### 1.5.2 Modèles hydromécaniques

Comme précédemment, plusieurs démarches ont été entreprises pour décrire le comportement hydromécanique des joints rocheux soumis à compression ou cisaillement.

Dans un premier temps, certains auteurs ont établi des formulations empiriques entre la contrainte normale effective et la conductivité hydraulique  $K$  du joint (Gangi [76], Gale [74], Swan [174]). Lee et al [112] ont confronté ces formulations avec leurs essais après calage des paramètres et les résultats sont cohérents.

Pour aborder les écoulements autrement que par l'empirisme, des développements théoriques des équations de Navier Stokes ont été menés et ont conduit à la loi cubique et à sa version modifiée par Lomize [117] prenant en compte la rugosité par le biais d'un coefficient  $f$  (équation 1.8). Ces lois cubiques, modifiée ou sous sa forme simple, sont utilisées dans de nombreux modèles, la part novatrice du modèle résidant dans la détermination de l'ouverture  $e$ .

$$\frac{Q}{\Delta H} = \frac{C e^3}{f} \quad (1.8)$$

Si les déplacements relatifs normal et tangentiel mesurés durant un essai permettent d'accéder à la fermeture mécanique, en choisissant un état de référence (initial (Barton [17], Boulon [28], Benjelloun [19]) ou final Whitterspoon [192]), il reste à définir la relation entre l'ouverture mécanique et l'ouverture hydraulique. Whitterspoon et al [192] considèrent que  $(e_h) = (E)$  tandis que Barton et al. proposent une relation parabolique (équation 1.9).

$$e = \frac{JRC^{2.5}}{\left(\frac{E}{e}\right)^2} \quad (1.9)$$

Toutefois, ces modèles ne prennent pas en compte la dégradation des épentes, paramètre majeur pour l'évolution de la transmissivité d'une interface rocheuse. Benjelloun [19], Boulon et al [28] et Gentier et al [80] proposent des modèles prenant en compte la dégradation des épentes. De même, Barton adapte son modèle au cisaillement (Olsson et al [145]) et constate que l'évolution du rapport  $\frac{E}{e}$  en fonction de l'ouverture ( $e$ ) obtenue en cisaillement ne correspond pas à l'évolution parabolique de 1985.

Il existe, par ailleurs, des modèles hydromécaniques couplés en compression simple utilisant la loi cubique. Le modèle de Duveau et al [63] confère aux épontes des propriétés élastoplastiques, puis prend en compte la contrainte normale extérieure et la pression du fluide pour déterminer l'espace des vides et les contraintes effectives. Capasso et al [33] montrent, avec un modèle numérique basé sur le même principe, que le couplage permettant de calculer une contrainte effective est important pour reproduire le comportement hydromécanique du joint. En effet, ils montrent qu'une augmentation de pression de fluide à contrainte normale constante entraîne une ouverture de joint.

## 1.6 Cas particulier du contact roche béton

Nous nous sommes intéressés, au cours de ce travail de thèse, au comportement hydromécanique d'un contact roche béton. Précisons que peu d'études sont menées dans la littérature sur ce type de contact vu la forte similitude avec les joints rocheux.

On trouve généralement ce genre de contact dans les problèmes de fondations de barrage ou d'ancrage scellé au ciment dans la roche (Divoux [59], Kodikara [105], Johnston et al. [98], Seidel et al [168]).

Si des essais mécaniques sont réalisés, et des formulations théoriques proposées, propres à des contact roche/béton, les essais hydromécaniques sont rares. Par ailleurs, la roche prise en compte est souvent une roche artificielle appelée Johnstone, pour pouvoir mouler les géométries particulières d'interfaces (Seidel et al. [168], Kodikara [105], Johnston et al. [98]).

Globalement, les observations faites quant au comportement mécanique observé expérimentalement sont similaires aux résultats obtenus sur les joints rocheux présentés précédemment et les formulations de modèle de cisaillement d'interface ou de rupture d'aspérités sont extrapolables aux fractures rocheuses. Les interfaces roche/béton ne diffèrent guère des joints rocheux telles qu'elles sont étudiées. Précisons, en outre, que nous n'avons pas trouvé d'études faisant intervenir des paramètres de roche tel que la stratification.

## 1.7 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de faire le point sur l'état des connaissances quant au comportement hydromécanique des joints rocheux. Ce comportement est de toute importance pour des études de stabilité de massifs rocheux ou pour appréhender des écoulements dans des fractures que ce soit en relation avec le génie pétrolier, les barrages, les tunnels ou le stockage de déchets nucléaires.

De nombreux auteurs se sont penchés sur la caractérisation du joint rocheux et de son comportement. Nous avons vu que cela nécessite de quantifier et d'étudier de nombreux paramètres, les phénomènes mécaniques et hydrauliques régissant le comportement hydromécanique d'un joint rocheux étant très complexe.

Quelles que soient les formulations proposées et les hypothèses faites pour exprimer l'ouverture d'un joint, les auteurs s'accordent à dire que la rugosité des épontes est un facteur primordial pour le comportement hydromécanique des joints rocheux, influençant la dilatance et les varia-

---

tions de transmissivité qui en découlent et pilotant la résistance mécanique en cisaillement. En outre, la rupture des aspérités s'accompagne d'une production de matériau broyé perturbant les écoulements. Le suivi de la dégradation des épontes est donc logiquement un axe de recherche récurrent pour les équipes de recherche.

S'approprier ces connaissances sur le comportement des joints rocheux nous est utile pour mener les essais sur les interfaces Argilite Mortier puisque nous avons précisé qu'un contact roche béton peut s'apparenter à un joint rocheux. De plus, bien que les interfaces Argilite Bentonite ne soient pas vraiment des joints rocheux, vu la différence de caractéristiques mécaniques des matériaux, nous utilisons la sémantique des joints rocheux et d'un point de vue mécanique, nous ferons référence à la mécanique des sols et à la mécanique des roches.



---

## Clarification du terme bentonite et état des connaissances sur ce matériau

---

Ce chapitre a plusieurs objectifs et nous souhaitons expliquer la logique de ce que nous allons exposer avant de rentrer dans le vif du sujet. Dans un premier temps, nous nous intéressons à la minéralogie des argiles dans le but de comprendre ce qu'est une bentonite et les origines structurales de ses propriétés. Nous abordons par la suite un exposé des résultats de la littérature pertinents pour notre étude. Puisque cette étude s'insère dans le cadre du stockage de déchets nucléaires, nous nous sommes penchés sur les résultats expérimentaux et numériques relatifs aux matériaux utilisés, mais également sur l'ensemble des données issues des laboratoires souterrains et qui nous permettent d'appréhender l'environnement auquel seront soumises les interfaces étudiées.

### 2.1 Clarification du terme bentonite

Assez classiquement dans les ouvrages de géotechnique, une argile est vue comme un matériau dont la taille des particules n'excède pas  $2 \mu m$  et présentant des propriétés plastiques (Cittanova [43], Schlosser [167]). Nous proposons, dans un premier temps, une étude minéralogique des argiles afin d'en comprendre la structure et de préciser ce qu'est une bentonite. Il ne s'agit en rien d'une explication complète et détaillée de tous les phénomènes physico chimiques connus des argiles mais bien d'une approche synthétique des notions de base permettant de comprendre avec quel type d'argile nous avons travaillé.

#### 2.1.1 Structure générale d'une argile

Tout d'abord, considérons comme Philipponnat et al. [153] qu'un sol est généralement constitué de silicates et de minéraux non silicatés (chlorures, sulfures, sulfates et carbonates), même si Mitchell [133] propose une décomposition plus détaillée.



Nous ne nous attarderons pas sur les minéraux non silicatés, couramment appelés minéraux accessoires, dans la mesure où l'argile ne fait pas partie de cet ensemble. Intéressons nous aux silicates dont on dénombre six grandes familles se distinguant par des structures différentes (une liste complète est fournie par Philipponnat et al [153]). Parmi ces familles, se trouvent les phyllosilicates, caractérisés par une structure en feuillets, auxquels appartiennent les argiles.

Nous expliquons par la suite comment sont construits ces feuillets caractéristiques des argiles et, nous verrons que leur empilement diffère d'un matériau argileux à l'autre permettant de définir les grands groupes d'argiles connues.

Les espèces chimiques en présence dans les matériaux argileux sont extrêmement nombreuses (silice, silicates non phylliteux, oxydes, hydroxydes, carbonates, etc.. d'après Caillère et al. [32]), les cations et les anions formant les cristaux les plus stables au regard des rayons et charges des entités chimiques. La structure de l'argile découle de l'arrangement dans l'espace des éléments les plus grands qui sont l'ion oxygène et la plupart des hydroxydes (Caillère et al. [32]). Globalement, il existe deux arrangements possibles, le premier valable uniquement pour les ions oxygènes tandis que le second est valable également pour les hydroxydes. Commençons par détailler ce dernier. Si l'on considère que les atomes sont des sphères, il est possible de les disposer dans un plan de façon la plus compacte possible en mettant chaque sphère en contact avec six autres sphères. On obtient l'arrangement représenté figure 2.1. Ce plan est appelé assemblage compact.

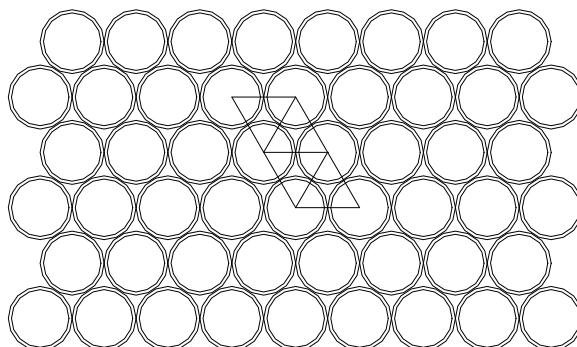


FIG. 2.1 – Aspect d'une série de sphères situées sur un des plans d'atomes (ionisés) constitutifs d'un minéral phylliteux suivant un assemblage compact (les doubles cercles représentent des ions  $OH^-$ ). D'après Caillère et al. [32].

Le second arrangement possible et qui ne concerne que les atomes d'oxygène est représenté figure 2.2. Pour le décrire, partons de l'assemblage présenté figure 2.1 et retirons une sphère sur deux toutes les deux lignes. Nous obtenons alors l'assemblage présenté figure 2.2. La cavité existante entre les sphères en contact donne son nom à cet assemblage qualifié d'hexagonal.

La structure des minéraux argileux découle de l'empilement de ces plans compacts et hexagonaux. Remarquons que si l'on empile un plan hexagonal et un plan compact, en plaçant le centre des sphères supérieures au barycentre du triangle formé par les centres de droites sphères inférieures servant d'appui, on obtient un ensemble de tétraèdres dont les sommets sont les sphères des plans en question (ions oxygène ou hydroxydes). Il existe, au centre de ces tétraèdres, une cavité dans laquelle vient se loger un cation assurant la cohésion de la structure cristalline. De même, si on empile deux plans compacts, il est possible de former des octaèdres (figure 2.3 d'après Caillère et al. [32]). On obtient, par ces deux empilements, les deux motifs de base communs à toutes les argiles.

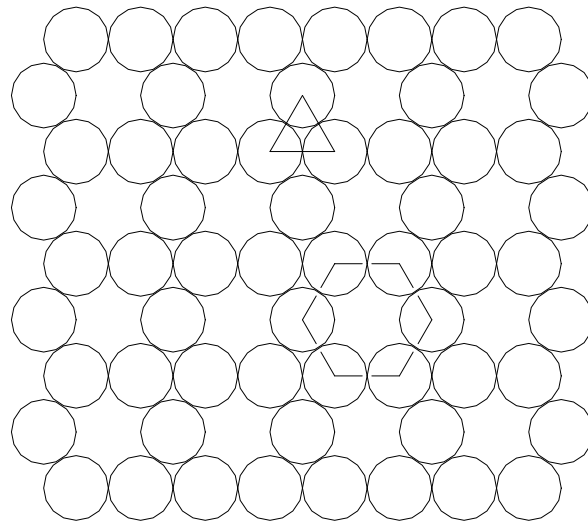


FIG. 2.2 – Aspect d’une série de sphères situées sur un des plans constitutifs d’un minéral phylliteux suivant un assemblage hexagonal. Les droites joignant les centres des sphères montrent comment on peut isoler des triangles dans cet ensemble. D’après Caillère et al. [32].

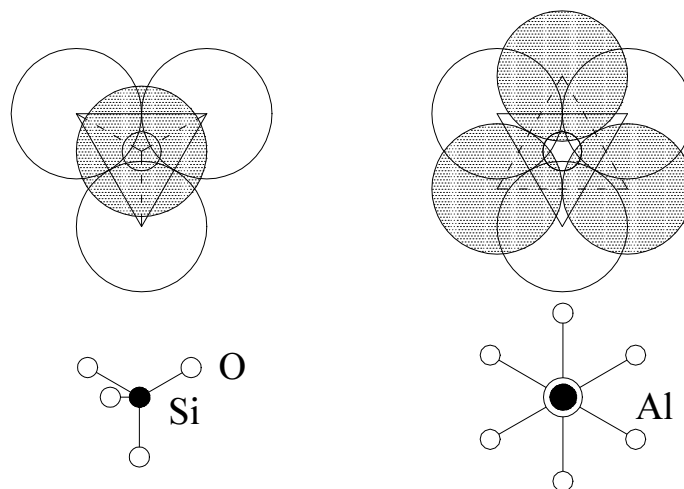


FIG. 2.3 – Le schéma de gauche montre la constitution d’un tétraèdre. Les trois cercles supérieurs (blancs) appartiennent au plan hexagonal. Le cercle grisé (inférieur) représente un oxygène du plan compact. Le triangle obtenu en joignant les trois centres des sphères du plan supérieur est à comparer avec celui de la figure 2.1. Les traits pointillés représentent les liaisons des centres des oxygènes de la sphère inférieure avec ceux des sphères supérieures et également trois arêtes obliques du tétraèdre. Le schéma de droite montre la constitution d’un octaèdre. Les trois cercles supérieurs (blancs) appartiennent à un plan compact. Les trois autres (grisés) à un plan compact inférieur. Les deux triangles tête-bêche matérialisent les triangles de référence situés dans les deux plans superposés. En joignant les sommets, on obtient un octaèdre. Au centre, sont figurés les cations. Les deux dessins de la partie inférieure constituent une représentation schématique de ces dispositions (le schéma n’est pas à l’échelle). D’après Caillère et al. [32]

Mitchell [133] précise effectivement dans son ouvrage que la structure des silicates découle de la combinaison de deux motifs élémentaires : la silice tétraédrique (figure 2.4) et l'aluminium ou le magnésium octaédrique (figure 2.5). Ce sont les travaux de Pauling [152] qui ont permis de les mettre en évidence. On distingue, figure 2.4, les tétraèdres élémentaires (un atome de silice équidistant de 4 atomes d'oxygène ou 4 hydroxydes formant les sommets) constituant la couche tétraédrique notée par la suite T. Ces motifs élémentaires sont disposés de façon à obtenir un plan incluant toutes les bases et le quatrième sommet de tous les tétraèdres pointant dans la même direction.

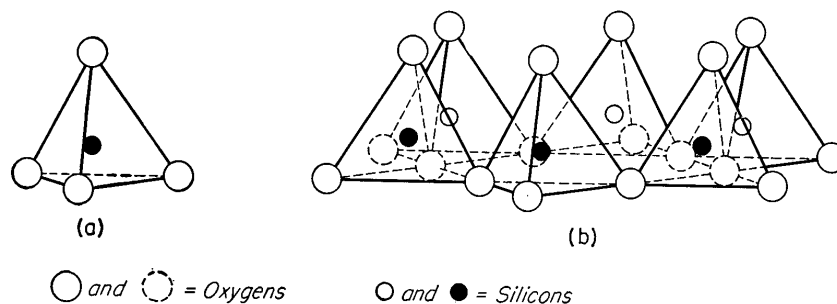


FIG. 2.4 – Schéma représentant le motif élémentaire tétraédrique (a) et couche formée des motifs élémentaires formant un réseau hexagonal (b).

L'autre motif élémentaire ainsi que l'assemblage conduisant à la couche octaédrique notée par la suite O sont représentés figure 2.5. On retrouve les atomes d'oxygène et les hydroxydes aux sommets et des cations (magnésium, aluminium, fer ou autres) au centre des octaèdres placés à équidistance des sommets. Notons que l'on différencie les argiles dioctaédrique pour lesquelles 2 sites sur 3 sont occupés par des cations trivalents et les argiles trioctaédriques où tous les sites (3 sur 3) sont occupés.

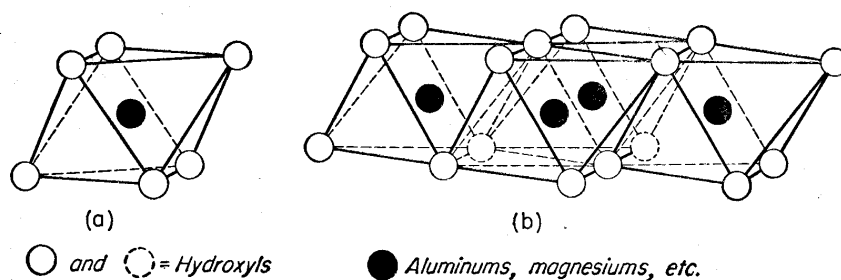


FIG. 2.5 – Schéma représentant le motif élémentaire octaédrique (a) et couche formée de ces mêmes motifs élémentaires (b).

La stabilité de ces structures cristallines est assurée par le cation situé dans la cavité centrale dans la mesure où les ions oxygènes ou les hydroxydes chargés négativement se repoussent. Pauling [152] fournit une liste non exhaustive des cations pouvant occuper la lacune des octaèdres ou tétraèdres élémentaires et Mitchell, entre autres, explique que des substitutions sont possibles : il s'agit du remplacement d'un cation initialement en place par un autre cation. Ainsi, parmi les substitutions les plus courantes, on trouve :

- $Al^{3+}$  remplacé par  $Fe^{2+}$ ,  $Mg^{2+}$ ,  $Zn^{2+}$  dans la couche octaédrique,
- $Si^{4+}$  remplacé par  $Al^{3+}$  ou  $Fe^{3+}$  dans la couche tétraédrique.

S'il est nécessaire que les cations en jeu lors de la substitution aient des rayons très proches, la valence peut être différente. Outre des déformations des cristaux, la substitution entraîne un déficit de charge qui sera équilibré par une adsorption de cation sur la surface du feuillet. La quantité de cations adsorbés par l'argile, exprimée en milliéquivalent pour 100 gr d'argile sèche est appelée capacité d'échange cationique ou CEC. Il s'agit d'une caractéristique importante des matériaux argileux qui a un fort impact sur leur comportement. Ces substitutions permettent par ailleurs d'expliquer la forte plasticité des argiles (Cittanova [43]). Un grand nombre de substitutions non équilibrées entraîne une forte capacité d'échange cationique.

Maintenant que nous avons présenté la structure des deux couches récurrentes des argiles (notées T et O), intéressons nous aux empilements possibles et aux différentes argiles qui en découlent. Caillère et al. [32], Mitchell [133] ou Cittanova [43] expliquent qu'il y a alternance des couches T et O et de couches intermédiaires (comprenant des cations ou des molécules d'eau) et que l'on retrouve systématiquement deux types de feuillets :

- des feuillets notés 1 : 1 correspondant à une couche T empilée sur une couche O,
- des feuillets notés 2 : 1 correspondant à une couche O comprise entre deux couches T.

Ces feuillets sont séparés par un espace qualifié d'interfoliaire et l'ensemble "feuillet+espace interfoliaire" forme une unité structurale comme le montre la figure 2.6 tirée de Caillère et al. [32]. On retrouve ces unités structurales pour toutes les argiles même si la composition de l'unité n'est pas exactement identique. Ainsi, Mitchell présente une synthèse des structures de base de différentes argiles que nous présentons figure 2.7.

Désormais, nous nous concentrons sur l'étude des smectites auxquelles appartiennent les montmorillonites (Caillère et al [32]), composant essentiel de la bentonite, comme nous le verrons au paragraphe suivant. La figure 2.8 permet d'avoir une représentation plus détaillée de la structure des montmorillonites appartenant au groupe des smectites. On y voit l'alternance des couches T/O/T liées entre elles par les atomes d'oxygènes et formant un feuillet 2 : 1. Par ailleurs, la zone interfoliaire est occupée par des molécules d'eau et des cations. Classiquement, les dimensions les plus importantes du feuillet sont notées a et b tandis que l'épaisseur est notée c. Ces dimensions sont variables d'une argile à l'autre (cittanova [43]).

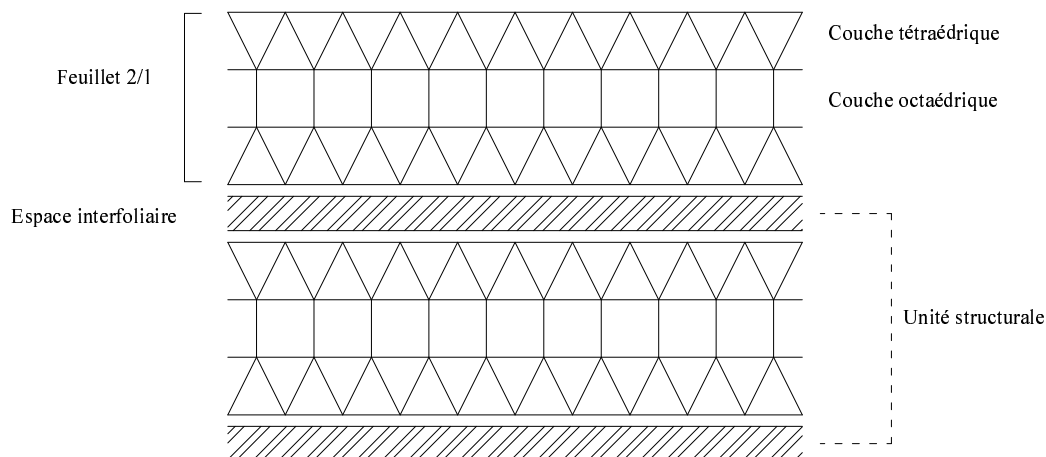


FIG. 2.6 – Représentation schématique d'une structure et terminologie employée. D'après Caillère et al. [32].

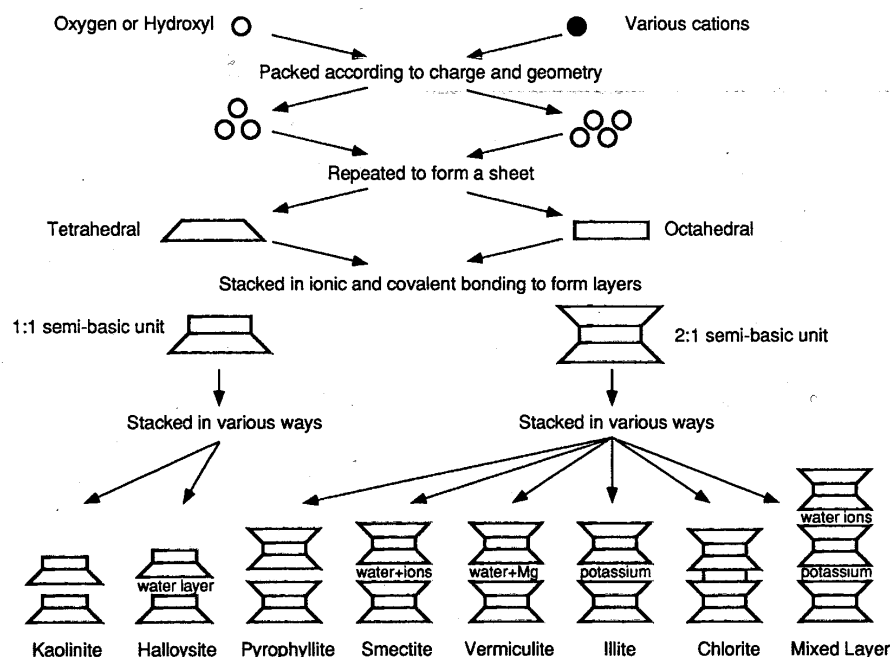


FIG. 2.7 – Synthèses des différentes structures d'argiles d'après Mitchell [133].

La structure des feuillets de base des argiles étant maintenant décrite, nous pouvons nous interroger sur les liaisons existant entre les différents feuillets formant le matériau argile. Lambe [108] divise les liaisons chimiques en trois catégories :

- les liaisons valentes primaires (liaisons ioniques ou covalentes), ce sont les plus fortes et celles en jeu au sein des cristaux ioniques décrits précédemment,
- la liaison hydrogène : plus faible en énergie que la précédente, c'est la liaison typique entre molécules d'eau,
- les liaisons valentes secondaires (Van der waals), ce sont les plus faibles et ce sont ces liaisons qui confèrent leurs propriétés mécaniques plastiques aux sols.

Van Damme [185] parle également des forces d'hydratation comme de forces répulsives générées lors de l'adsorption de molécules d'eau sur des particules solides. De la structure des feuillets et des cations adsorbés dépendent ces forces d'hydratation. En effet, les cations sont plus hydrophiles que les surfaces hydroxylées qui le sont elles même plus que les atomes d'oxygène. Qui plus est, plus la valence du cation est importante, plus la liaison d'hydratation est forte (Van Damme [185]). Du fait des efforts répulsifs, l'adsorption d'eau tend à séparer les feuillets, créant une expansion des minéraux alors que les liaisons électrostatiques, hydrogène ou de Van de Waals tendent à les rapprocher.

Plusieurs cas se présentent alors suivant les forces attractives et répulsives en présence. Dans les smectites, l'hydratation des cations situés sur les feuillets est telle que les interactions électrostatiques et les forces de Van de Waals sont vaincues. Ce type d'argile est caractérisé par une forte capacité d'expansion des feuillets ou gonflement. Par contre, si les cations sont faiblement hydrophiles (cations monovalents) ou peu nombreux, les forces attractives entre feuillets ne sont pas surmontées et l'expansion n'a pas lieu. Il en va de même si les minéraux ont de fortes charges, auquel cas l'attraction électrostatique est particulièrement forte. Mitchell [133], Van Damme [185] et Caillère et al. [32] expliquent que le type d'argile dépend, entre autres, de

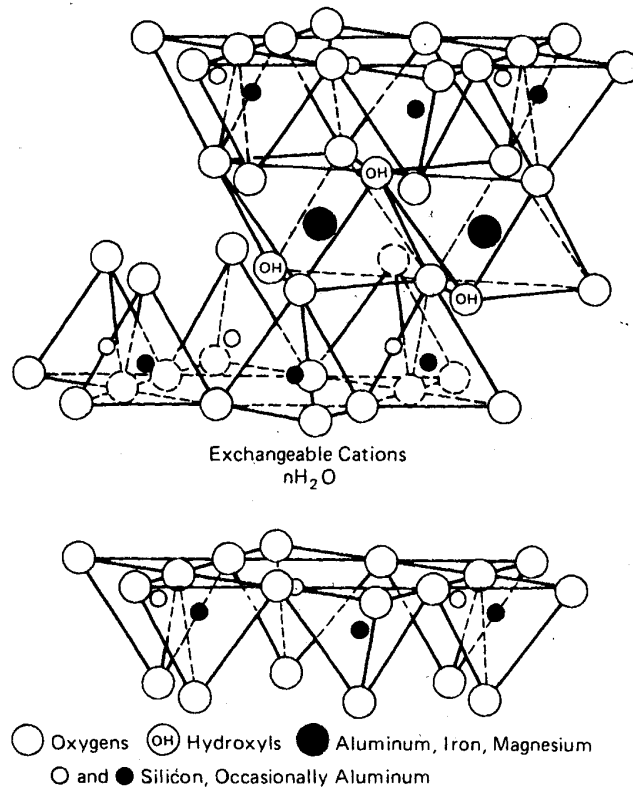


FIG. 2.8 – Représentation de la structure de la montmorillonite d'après Mitchell [133].

la prédominance des unes ou des autres de ces forces.

Mitchell considère que ce sont les cations fixés sur les feuillets qui contrôlent les liaisons entre ces derniers et précise que les liaisons entre les molécules d'eau et la surface de l'argile peuvent être de plusieurs sortes. On se référera à l'ouvrage de Mitchell [133] pour de amples informations sur ce thème. De même, la théorie de la double couche diffuse développée par Gouy et Chapmann respectivement en 1910 et en 1913 qui traite de la distribution des ions au voisinage des surfaces d'argile et qui permet d'expliquer de nombreuses propriétés, ne sera pas abordée ici.

D'une façon générale, le phénomène est complexe et les forces en présence nombreuses. Van Damme [185] précise que d'autres phénomènes peuvent intervenir (formation d'agrégats) générant des types de force supplémentaires. Ce sont toutes ces forces en présence, qu'elles soient d'attraction ou de répulsion, qui pilotent l'arrangement des feuillets et qui confèrent ses propriétés mécaniques à l'argile. Il est possible de rencontrer des feuillets collés, floculés ou agrégés (figure 2.9). On pourra se référer à l'ouvrage de Lambe [108] pour en savoir plus sur la floculation et l'arrangement des particules argileuses.

L'introduction à la structure des argiles que constitue ce paragraphe nous permet de comprendre pourquoi on parle de feuillets de smectites, comment s'organisent ces feuillets et quelles sont les forces présentes. Il faut également savoir que le type de feuillet, sa charge, et la nature des espèces interfoliaires sont à la base de la classification des argiles. Par ailleurs, nous verrons au paragraphe suivant que la nature des cations de l'espace interfoliaire peut modifier le comportement de la bentonite. Loin d'être une explication exhaustive et très poussée sur la minéralogie des argiles, il s'agit bien ici de présenter les éléments de base de la structures des smectites afin de mieux

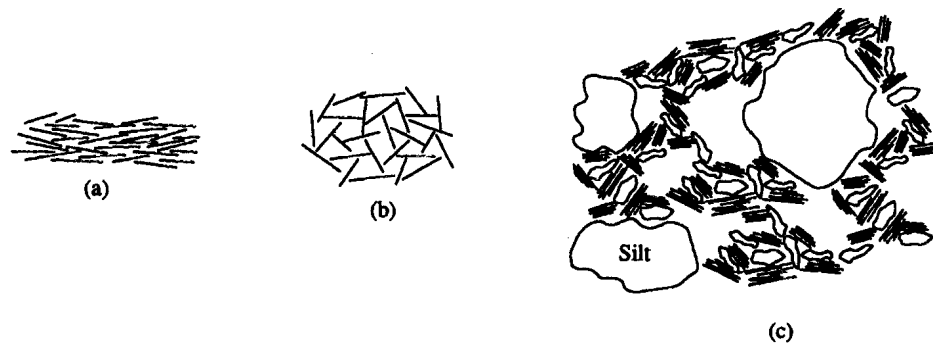


FIG. 2.9 – Différentes structures d'argile d'après Lancellota [110]. (a) Dispersée, (b) Flocculée, (c) arrangement complexe

comprendre les résultats qui seront présentés par la suite.

### 2.1.2 Précisions quant à la bentonite

Nous avons présenté au paragraphe précédent la structure des smectites, caractérisées par un feuillet 2/1 et de faibles efforts entre les feuillets, autorisant une grande capacité de gonflement. La montmorillonite est une argile faisant partie du groupe des smectites. Cette argile dioctaédrale (2/3 des lacunes octaédrales sont occupées par des cations trivalents) connaît de nombreuses substitutions au sein des feuillets, engendrant une adsorption de cations dans l'espace interfoliaire, ce qui permet de limiter le déficit de charge. Les cations les plus courants sont  $Na^+$ ,  $Ca^{2+}$  et  $Mg^+$  et sont à l'origine du nom de la montmorillonite qui peut être sodique, calcique ou magnésienne. La formule exacte de la montmorillonite (avant et après substitution) est disponible dans les ouvrages de Grim [86] et Mitchell [133].

Selon Van Damme [185], le mot "Bentonite" est en fait un terme commercial désignant une argile dont la teneur en montmorillonite dépasse 50% massique. Le reste des composants étant du quartz, des feldspaths, de la calcite, d'autres argiles en moindre quantité, etc... Ceci variant bien sûr considérablement d'un site à l'autre. On comprend donc aisément qu'il n'existe pas une bentonite mais des bentonites dont les compositions chimiques et les propriétés diffèrent. C'est ce qui a amené l'ANDRA (agence nationale de gestion des déchets radioactifs) à réaliser une étude poussée afin de sélectionner le matériau qui correspond le mieux à ses exigences (référentiel matériaux [9]). Parmi les bentonites récurrentes de la littérature sur le thème du stockage de déchets nucléaires, on trouve la MX80 (étudiée par l'ANDRA et l'agence SKB en suède), la bentonite KUNIGEL (étudiée par les japonais), la bentonite Alméria (utilisée par l'ENRESA, homologue espagnol de l'ANDRA). Les résultats sur lesquels nous nous sommes basés avant de commencer le travail expérimental concernent l'ensemble de ces bentonites.

## 2.2 utilisation en géotechnique et cas particulier du stockage de déchets radioactifs

Les argiles sont régulièrement employées en géotechnique sous différentes formes. Un des usages courants est la suspension de bentonite (Philipponnat et al. [153], Lancellota [110]) permettant de stabiliser les parois d'un forage. Les propriétés thixotropiques (Luckham et al [119], Pusch [155], Nouar et al. [142]) de la bentonite permettent une circulation de boue bentonitique facile tout en pouvant maintenir correctement les parois du forage réalisé dans le sol.

Une des raisons de l'utilisation récurrente de l'argile en géotechnique est la faible perméabilité de ce matériau lorsqu'il est correctement compacté. Cette propriété permet de conférer une certaine étanchéité à des ouvrages particuliers tels que des barrières ouvragées ou les barrages en terre (exemple du barrage de Mondely, France). Ainsi, Chapuis [38], [37] cadre son étude sur la perméabilité des mélanges bentonite/sable pour la réalisation d'une couche étanche nécessaire au stockage de déchets. De même, les propriétés hydrauliques de la bentonite australienne Arumpo justifient son emploi comme barrière ouvragée contre des produits contaminants (Churchmann et al. [42]) et c'est pour contenir des déchets à forte teneur en mercure que Sjoblom et al [171] utilisent une bentonite compactée sous forme de briques et "pellets". Toutefois, cette caractéristique n'est pas la seule importante pour confiner des fluides, contaminants ou non. En effet, la résistance mécanique et le maintien d'une teneur en eau correcte jouent un rôle fondamental pour la viabilité de l'ouvrage.

Le domaine d'utilisation qui nous intéresse plus particulièrement est le stockage de déchets nu-



clés. Ce secteur constitue un axe de recherche depuis une vingtaine d'années dans de nombreuses disciplines (chimie, physique, biologie, géomécanique, etc...) tant l'étude est complexe. Il ressort des études menées par les scientifiques de nombreuses nations concernées par ce problème (Japon, Suède, Canada, France, Espagne et beaucoup d'autres) que les matériaux argileux gonflants et notamment les bentonites sont adaptés à la réalisation de barrières ouvragées. Selon le rapport émis par l'ANDRA [9], les propriétés de la bentonite qui justifient ce choix sont nombreuses :

- il s'agit d'un matériau gonflant (jusque 200 % en volume lorsque le degré de saturation augmente) qui peut donc pénétrer les interstices de la roche avec laquelle il est en contact (Pusch [155], Grindrod [87]),
- ce matériau présente des propriétés mécaniques intéressantes. Fortement compactable, résistant, très plastique, il permet de satisfaire les exigences de stabilité mécanique et de compactage nécessaires pour ce type d'ouvrage. Par ailleurs, si sa teneur en eau est suffisante, il peut subir de grandes déformations sans que se développent des fissures dans la masse qui constitueraient des chemins privilégiés d'écoulement,
- la perméabilité à l'eau, même si elle est sensible à certains paramètres, reste très faible (inférieure à  $1E-18 m^2$ ),
- la capacité de rétention des cations et des radionucléides est élevée et globalement identique pour l'ensemble des radionucléides concernés. La masse de bentonite permet alors de créer une zone tampon entre les environnements intérieur et extérieur,
- leur nature physico-chimique est proche de celle du Callovo Oxfordien, couche géologique possible pour le stockage. A terme, la chimie de l'eau interstitielle sera celle du milieu géologique.

Ces raisons amènent les organismes en charge du devenir des déchets nucléaires des nations citées précédemment (ANDRA en France, AECL au Canada, SKB en suède, AECJ au Japon, NAGRA en Suisse, etc...) à choisir des mélanges à base de bentonite pour recevoir les containers de déchets et pour assurer le rôle de barrière vis à vis du transport advectif d'eau ou diffusif des radionucléides (Tang et al [177]). L'étude de Dixon et al [61] a permis l'AECL de se concentrer sur un mélange particulier : 50% massique de sable et de bentonite. Par ailleurs, les recherches dans le domaine ont lieu aussi bien en laboratoire qu'in situ. On recense notamment les sites suivants : sites du Mont Teri ou Grimsel en suisse, l'Underground Research Laboratory au Canada, le site de Bure, en construction, en France. De plus, plusieurs équipes de recherche ont mis en évidence la capacité de cicatrisation de la bentonite (Dixon et al. [60], Marcial et al [123]) qui laisse entrevoir la possibilité de mettre en oeuvre des briques de bentonite compactée (Sitz et al. [170]). A terme, ces blocs devraient se comporter comme une matrice homogène sans plus aucune trace des discontinuités initiales.

L'ensemble de ces propriétés, et la liste n'est pas exhaustive, font de la bentonite un constituant majeur des futures barrières ouvragées. Les paragraphes qui suivent ont pour objectif de présenter l'état des connaissances en mécanique des sols saturés et non saturés, d'un point de vue expérimental et théorique, afin d'aborder les différents paramètres hydromécaniques qui permettent de décrire et de comprendre le comportement de ce matériau et l'ensemble des résultats exposés par la suite.

## 2.3 Le milieu sol

### 2.3.1 Le sol vu comme un milieu poreux et continu

Un milieu poreux saturé par un seul fluide est généralement considéré comme un ensemble de particules solides entre lesquelles existe un espace poreux connecté et saturé par le fluide pouvant y circuler (milieu thermodynamiquement ouvert d'après Coussy [50]). Si on considère un volume élémentaire entourant un point géométrique, ce dernier est composé, à l'échelle microscopique d'un squelette granulaire (partie solide et espace poreux) et de fluide saturant, les deux systèmes coexistant au même point de l'espace. Coussy [50] propose alors de représenter le milieu poreux saturé comme la superposition dans le temps et l'espace des deux milieux continus, l'un représentant le squelette, l'autre le fluide (figure 2.10).

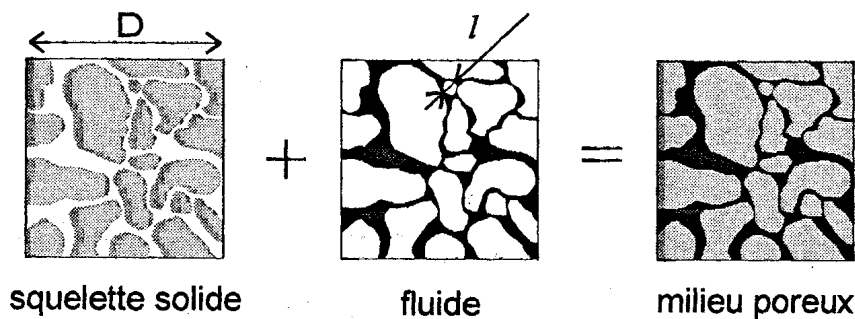


FIG. 2.10 – Définition d'un milieu saturé d'après Coussy [50]

Afin de valider l'hypothèse de continuité, il est nécessaire de considérer un volume élémentaire représentatif (VER) satisfaisant certaines conditions relatives à la taille du VER et à la taille des hétérogénéités pour que l'élément hétérogène puisse être considéré comme un milieu homogène. Dans le milieu poreux représenté figure 2.10, il est possible de définir la porosité ouverte ( $n$ ) comme le rapport du volume des vides ( $V_v$ ) au volume total du milieu ( $V$ ). On écrit :

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (2.1)$$

Concernant le cas particulier des argiles, les particules solides sont constituées par les feuillets d'argile. Le fluide, quant à lui, revêt plusieurs formes. Dans les ouvrages de géotechnique (Philipponnat et al. [153], Schlosser [167]), on distingue généralement outre l'eau entrant dans la composition chimique des grains (figure 2.11) :

- l'eau adsorbée par les particules solides ou appartenant à la double couche diffuse selon Lambe [108],
- l'eau interstitielle (eau libre de circuler dans l'espace poreux ou eau capillaire) qualifiée d'eau libre selon Lambe [108].

Van Damme [185], quant à lui, parle :

- d'eau interfaciale dont les propriétés sont modifiées par la proximité d'une surface solide. Il s'agit d'une eau liée même si des précautions doivent être prises avec le terme "liée" dans la

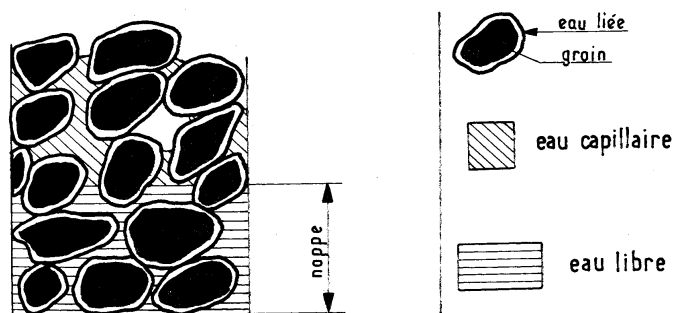


FIG. 2.11 – Etat de l'eau dans les sols d'après Philipponnat et al. [153]

mesure où des arguments de dynamique et de distance sont importants pour déterminer si une particule d'eau est liée ou non. Cette eau est adsorbée au niveau des sites hydrophiles déjà nommés précédemment, à savoir les cations et les groupes OH et cela a pour conséquence l'expansion cristalline citée précédemment.

- d'eau capillaire dont les propriétés sont modifiées par la présence d'une interface liquide - vapeur. Celle ci, représentée figure 2.11, n'est pas libre de s'écouler librement. Du fait de l'existence d'une interface air-eau, il se développe des tensions de surface et des pressions capillaires limitant la circulation de cette eau. Nous détaillerons plus longuement cette notion de pression capillaire dans le paragraphe 2.3.3 dédié aux sols non saturés.

Finalement, les terminologies employées peuvent différer selon les auteurs mais les mêmes composants de l'eau sont décrites. Nous retiendrons que l'eau adsorbée procure à l'argile des propriétés particulières et que l'eau capillaire est dans un état de contrainte particulier qui limite sa circulation. Reste l'eau libre, qui comme son nom l'indique, est libre de circuler dans le milieu poreux. Le paragraphe suivant explique quels sont les éléments moteurs de cette circulation et quels paramètres la régissent.

### 2.3.2 Loi de Darcy et perméabilité d'un sol

Plaçons nous dans le cas d'un écoulement stationnaire d'un fluide Newtonien dans un milieu poreux saturé. Darcy a déterminé expérimentalement une relation linéaire entre le débit et la perte de charge, comme suit :

$$\frac{\Delta H}{L} = \frac{1}{k} \cdot \frac{Q}{S} \quad (2.2)$$

où l'on a :

- $\Delta H$  : différence de charge hydraulique entre deux points de l'écoulement,
- $Q$  : débit,
- $S$  : section droite de l'écoulement,
- $L$  : longueur considérée pour l'écoulement (figure 2.12)
- $k$  : coefficient de perméabilité dépendant du milieu poreux et du fluide.

Pour mieux définir le terme de perte de charge  $\Delta H$ , considérons l'écriture de la charge hydraulique d'un fluide en un point M situé sur une ligne de courant. Elle s'écrit classiquement (Lancellota [110]) :

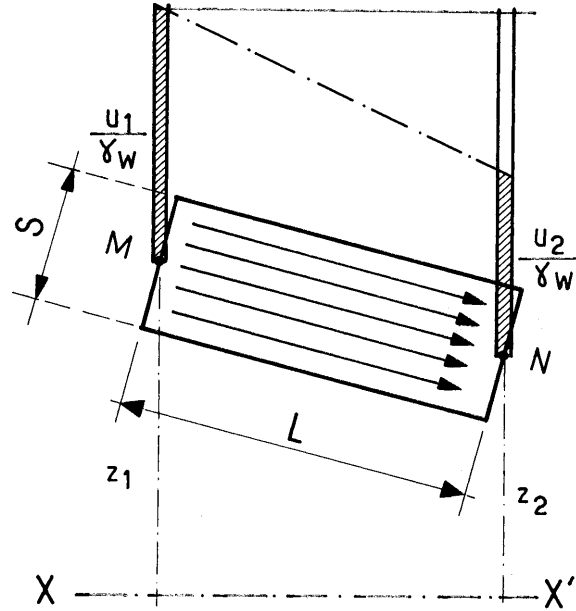


FIG. 2.12 – Ecoulement linéaire dans un élément de sol d'après Philipponnat et al. [153]

$$H_M = z_M + \frac{u_M}{\gamma_w} + \frac{v_M^2}{2g} \quad (2.3)$$

$z_M$  étant un terme d'altitude par rapport à un plan de référence ([m]),  $u_M$  un terme de pression statique ([Pa]) et  $v_M$  la vitesse du fluide au point considéré ([m/s]). En ce qui concerne l'écoulement dans les sols, les vitesses sont suffisamment faibles pour être négligées, il reste de l'équation 2.3 :

$$H_M = z_M + \frac{u_M}{\gamma_w}$$

Si l'on fait référence à la figure 2.12 et aux deux points M et N, il existe une différence de charge due aux frottements qui intervient dans la relation linéaire mise en évidence par Darcy (équation 2.2) et qui s'écrit :

$$\Delta H = H_2 - H_1 = z_2 - z_1 + \frac{u_2 - u_1}{\gamma_w} \quad (2.4)$$

A une dimension, on définit alors le gradient hydraulique noté  $i$  comme suit :

$$i = \frac{\Delta H}{L}$$

ou plus généralement,

$$i = \text{grad}(H) \quad (2.5)$$

L'équation 2.2 peut également s'écrire de façon vectorielle ou tensorielle à 2 ou 3 dimensions correspondant à la loi de Darcy sous sa forme la plus connue :

$$\underline{v} = -\underline{k} \cdot \underline{i} \quad (2.6)$$

où :

- $\underline{v}$  est la vitesse débitante du fluide calculée sur la section droite de l'écoulement,
- $\underline{i}$  est le vecteur gradient hydraulique (sans dimension),
- $\underline{k}$  est le tenseur de conductivité ou de perméabilité hydraulique, caractérisé dans le cas isotrope par le coefficient de perméabilité exprimé en m/s.

Le coefficient  $k$  dépend du milieu poreux et du fluide. Il est d'usage de définir la perméabilité intrinsèque ne dépendant plus que du milieu poreux. Son expression est la suivante :

$$K = k \cdot \frac{\mu}{\gamma_w}$$

avec :

- $\mu$  : viscosité dynamique de l'eau exprimée en [Pa.s]
- $\gamma_w$  : poids volumique de l'eau exprimé en [ $N/m^3$ ].

Darcy a donc mis en évidence par son expérience puis par l'écriture de la loi que c'est la différence de charge hydraulique qui est le moteur de l'écoulement. Si  $H_M = H_N$  (figure 2.12) alors l'écoulement n'a pas lieu. Coussy [50] propose une écriture tensorielle plus complète de la loi de Darcy dans son ouvrage.

Cette loi empirique a toutefois des limites de validité auxquelles de nombreux auteurs se sont intéressés dont Forcheimer en 1901 (cité par Rasoloarijaona [157], publication en Allemand). Le premier point est que l'écoulement est supposé suffisamment lent pour qu'on néglige son énergie cinétique. En d'autres termes, l'écoulement doit être laminaire. Forcheimer a observé des écarts entre la relation linéaire et les mesures expérimentales pour des vitesses d'écoulement élevées et a proposé une correction à l'aide d'un terme quadratique :

$$-grad(p) = \frac{v}{k} + b \cdot v^2$$

avec  $b > 0$ .

Toutefois, Rasoloarijaona [157] propose, à l'issue d'expériences, une correction à l'aide d'un terme cubique :

$$-grad(p) = \frac{v}{k} + b \cdot v^3$$

Mitchell [133] recense d'autres études montrant qu'il existe des déviations pour les faibles gradients hydrauliques voire un gradient seuil en deçà duquel il n'y a pas d'écoulement dans la montmorillonite sodique.

La loi de Darcy est une loi classique très utilisée en géotechnique. Généralement, en mécanique des sols, les conditions de vitesse d'écoulement assurant la validité de la loi sont respectées. Il n'en va pas forcément de même avec les interfaces ou les discontinuités dans lesquelles se localisent les écoulements. Nous utiliserons la loi de Darcy pour quantifier la capacité des interfaces étudiées à laisser passer un fluide soumis à un gradient hydraulique et nous verrons que dans notre cas, la notion de perméabilité n'est pas suffisante pour exprimer les résultats mais sera utilisée pour définir la transmissivité.

### 2.3.3 Particularité des sols non saturés

Le milieu saturé est une représentation simplifiée du sol, qui ne correspond pas à la majorité des situations. En effet, dans la majeure partie des cas, il y a coexistence de trois phases dans le sol : une phase solide, une phase liquide et une phase vapeur. Le schéma de sol présenté figure 2.10 devient alors celui de la figure 2.13. On y voit l'air présent dans l'espace poreux ainsi que les interfaces liquide/vapeur, appelées communément ménisques capillaires. La présence de cette troisième phase rend nécessaire la définition d'un paramètre pour quantifier la quantité d'eau présente dans le sol. Le degré de saturation ( $S$ ) est alors défini comme le rapport du volume d'eau sur le volume des vides (équation 2.7). On comprend qu'il est nécessairement compris entre 0 et 1.

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (2.7)$$

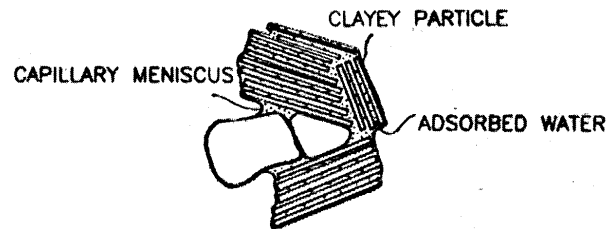


FIG. 2.13 – Représentation d'une argile non saturée d'après Delage [56].

La présence d'une phase gazeuse perturbe l'état de la phase liquide. Une théorie régulièrement avancée pour décrire l'état du liquide dans le sol non saturé est la théorie de la capillarité (expliquée dans Lancellota [110]). Si on trempe un capillaire dans une nappe d'eau, on observe une remontée de fluide dans le capillaire jusqu'à une situation d'équilibre (figure 2.14). Ceci est dû à la tension superficielle de l'eau qui équilibre le poids de la colonne d'eau. Cet équilibre conduit à la relation 2.8 entre le diamètre  $d$  du pore et la hauteur d'eau dans le capillaire  $h_c$  ( $T$  représente la tension superficielle à l'interface liquide/gaz et  $\alpha$  est l'angle entre l'interface liquide/gaz et les parois du capillaire).

$$h_c = \frac{4T \cos(\alpha)}{\gamma_w d} \quad (2.8)$$

On définit alors la pression capillaire comme la différence entre la pression d'air et la pression d'eau (équation 2.9). Cette pression capillaire est négative (i.e : l'eau dans le capillaire est en état de dépression comme le montre la figure 2.14).

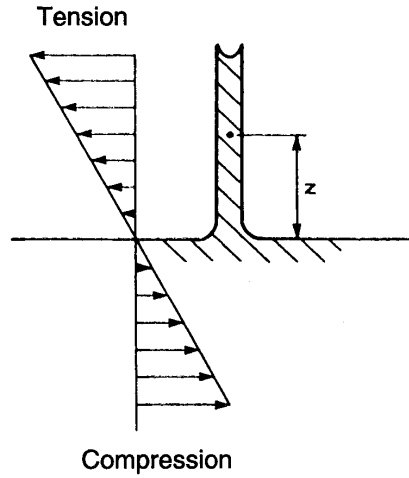


FIG. 2.14 – Distribution de la pression interstitielle dans un capillaire d'après Lancellota [110]

$$p_c = p_a - p_w \quad (2.9)$$

Cette théorie n'est applicable que dans le cas d'un modèle de sol à canaux capillaires, ce qui n'est pas le cas des sols argileux du fait de la structure en feuillets. Par ailleurs, même si le sol exerce une attraction sur le liquide, on ne peut pas réellement considérer que l'eau est dans un état de tension mécanique conférant au sol une cohésion apparente pouvant être très élevée (Gens et al [79], Yong [195]).

Une autre approche permet d'expliquer dans quel état se trouve le fluide dans un milieu non saturé : il s'agit de raisonner en terme de potentiel de l'eau. Considérons un sol non saturé et des conditions isothermes, l'énergie à fournir pour extraire une quantité d'eau du sol est appelée potentiel de l'eau. Ce potentiel est classiquement scindé en 4 composantes comme le montre l'équation 2.10 (Review Panel [160]).

$$\Psi = \Psi_g + \Psi_p + \Psi_m + \Psi_o \quad (2.10)$$

Avec

- $\Psi_g$  : potentiel gravitaire (en cas de différences d'altitude),
- $\Psi_p$  : potentiel de pression externe (lié à la pression de gas),
- $\Psi_m$  : potentiel matriciel (lié au phénomène de capillarité),
- $\Psi_o$  : potentiel osmotique (lié aux différences de concentration des espèces chimiques en solution).

On définit, à partir de ces potentiels, la succion osmotique ( $S_o$ ) et la succion matricielle ( $S_m$ ) :

$$S_o = -\Psi_o \quad \text{et} \quad S_m = -\Psi_m$$

La succion matricielle correspond à la pression capillaire  $p_c$  définie précédemment (équation 2.9) tandis que la succion osmotique est due aux différences de concentration de solutions présentes dans le sol non saturé. Gens et al [79] expliquent que seules les composantes matricielles et

osmotiques affectent le comportement mécanique et ce, dans des mesures différentes dépendant notamment du type de sol. On définit alors la succion totale s'exprimant en [Pa] comme la somme de ces deux composantes :

$$S_T = S_o + S_m$$

Cette succion est la quantité d'énergie à fournir pour extraire de l'eau d'un sol non saturé traduisant ainsi l'intensité de l'interaction existant entre le sol et le liquide. Dans le cas d'une argile, cette succion totale peut être très élevée (jusqu'à 100 MPa) tandis que pour un sable, elle est généralement faible (de l'ordre de quelques dizaines de kPa). Quelle que soit la signification physique adoptée pour la succion, cette dernière a été reliée expérimentalement à la teneur en eau du sol (ou à son degré de saturation) comme le montre la figure 2.15. Nous pouvons y voir la décroissance (resp. augmentation) de la succion lorsque la teneur en eau du sol augmente (resp. diminue). Par ailleurs, un hystérésis traduit le fait que les phénomènes "d'imbibition" et "séchage" ne sont pas tout à fait les mêmes. Delage et al. [57], entre autres, précise les origines de l'hystérésis mais nous ne rentrerons pas dans le détail de ces explications ici.

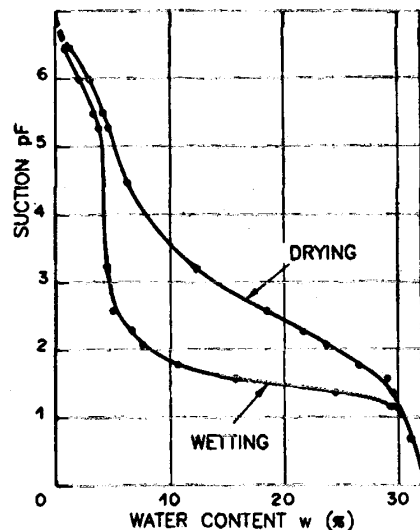


FIG. 2.15 – Evolution de la succion d'un sol en fonction de la teneur en eau pour des chemins de séchage et d'imbibition d'après Delage [56].

De nombreuses techniques expérimentales de mesure de succion sont présentées dans Burland et al [30] ainsi que le type de succion mesurable (totale, osmotique ou matricielle) et les gammes de mesure possibles. Au delà de ces techniques classiques, certains auteurs proposent des adaptations de dispositifs expérimentaux pour mesurer ou contrôler la succion au cours d'essais (Villar et al. [187], Mukhtar et al.[3], Blatz et al. [20]).

## 2.4 Mélanges étudiés dans la littérature

S'il apparaît clairement que la bentonite est un élément de base pour réaliser des barrières ouvragées, elle est rarement employée seule. En effet, le matériau utilisé doit satisfaire certains critères : la capacité de gonflement doit être satisfaisante mais le retrait en cas de dessiccation



doit être minimum, la conductivité hydraulique et le coefficient de diffusion doivent être les plus faibles possibles, la densité sèche obtenue par compactage doit être suffisamment élevée pour conférer une certaine résistance mécanique au matériau.

La bentonite seule ne remplit pas ces conditions, c'est pourquoi de nombreux auteurs se sont intéressés aux différents mélanges envisageables à base de bentonite. Une étude faisant référence est celle de Dixon et al [61] qui cherchent à optimiser le mélange bentonite-sable. Ils arrivent à la conclusion, en étudiant le gonflement, le retrait et les capacités de compactage, que le mélange bentonite - sable à 50% massique de sable est le plus adapté pour réaliser des barrières ouvragées. En effet, le sable limite le retrait de dessiccation du mélange et augmente la résistance mécanique car il constitue un squelette granulaire (Kenney et al [103]).

D'autres mélanges ont également été étudiés, certains auteurs faisant varier la fraction massique de sable (Al shayea [4], Komine et al [106], Santucci de Magistris et al [166]), d'autres préférant de la roche broyée (Engelhardt [64], Mata [126], Borgesson et al [24]) ou du ciment (Koch [104]) au sable. Kaya et al [102] proposent d'utiliser un mélange de bentonite et de zéolite, espèce minérale très répandue, car ils notent qu'ajouter du sable réduit la capacité d'adsorption des cations (CEC) alors que la zéolite se comporte comme la bentonite de ce point de vue. Toutefois, quel que soit le mélange étudié, il doit répondre à un cahier des charges précis (Référentiel matériaux ANDRA [9]). De tous ces mélanges, celui étudié par Dixon et al [61] (le BS50 :50) est certainement le plus étudié (Tang et al [177], Lingnau et al [116], Blatz et al [21], Tang et al [176], Wiebe et al [189]).

## 2.5 Comportement mécanique de l'argile

Un sol est généralement soumis à deux types de sollicitations purement mécaniques : la compression et le cisaillement. Nous présentons ici la réponse mécanique typique d'une argile à ces sollicitations. Pour cela, nous illustrons notre propos par des résultats expérimentaux obtenus à l'issue d'essais de compression oedométrique et de compression triaxiale. Comme pour les joints rocheux, les paramètres pouvant modifier la réponse mécanique de l'argile sont présentés ultérieurement (paragraphe 2.7).

### 2.5.1 Comportement en compression

Les résultats d'essais oedométriques sont classiquement représentés en terme de tassement d'échantillons (exprimé soit par le déplacement relatif normal, l'indice des vides ou le volume) en fonction de la contrainte normale. Quel que soit la représentation choisie, on peut observer les mêmes allures de courbes. La figure 2.16 présente l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte normale appliquée (en échelle normale (a) et en échelle logarithmique (b)).

Au fur et à mesure de la compression et de la réduction des vides, le matériau se raidit (chemin AB). Si l'on effectue une décharge à partir de B, on observe que le chemin (BC) ne correspond pas à la 1ère charge (AB). En revanche, les chemins (CD) et (BC) sont proches, à un faible hystérésis près (il y a eu écrouissage du matériau). D'après Mitchell [133], ce changement de volume au cours de la compression fait intervenir plusieurs phénomènes physiques, physico-chimiques ou autres. La différence de comportement entre (AB) et (CB) permet de mettre en évidence la notion de contrainte de consolidation. Il s'agit de la contrainte maximale qu'a connu l'échantillon.

Pour toute sollicitation en deçà de cette contrainte (typiquement, au cours de la recharge (CD) après la décharge (BC)), le matériau a un certain indice de compressibilité  $C_s$ . Si la contrainte de consolidation est dépassée, le matériau devient beaucoup plus compressible. Ceci est visible figure 2.17 qui montre le phénomène sur des essais oedométriques réalisés sur des argiles surconsolidées, quelles soient naturelles ou reconstituées (Cotecchia [48]). Le comportement de l'argile avant et après la contrainte de consolidation n'est effectivement pas le même. Généralement, un échantillon remanié ou créé dans le moule oedométrique est normalement consolidé tandis que la bentonite compactée dans le cadre du stockage en grande profondeur est surconsolidée. Lingnau et al [116] précisent toutefois, que pour connaître exactement la contrainte de consolidation, il est nécessaire de s'assurer que les efforts appliqués sont entièrement repris par les particules solides.

En terme de caractérisation du matériau, ces courbes permettent de définir les coefficients suivants :

- $a_v$  : coefficient de compressibilité
- $C_c$  : indice de compression
- $C_s$  : indice de gonflement

Selon Mitchell, l'indice de gonflement  $C_s$  d'une smectite est compris entre 0.3 et 3.6 selon la nature du fluide et les cations adsorbés.

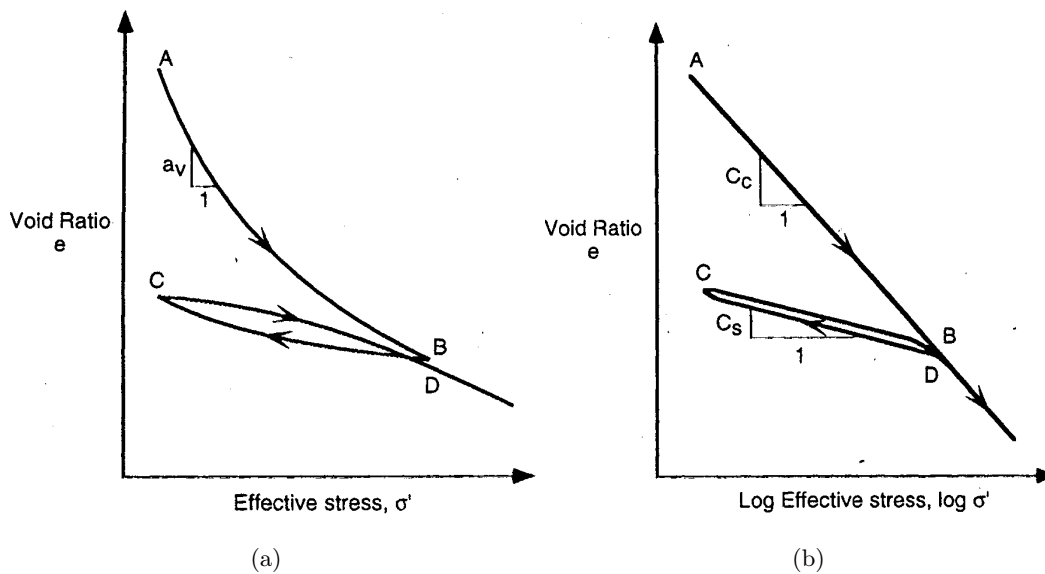


FIG. 2.16 – Courbes qualitatives d'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte normale pour une argile d'après Mitchell [133]. (a) Contrainte en échelle normale. (b) Contrainte en échelle logarithmique.

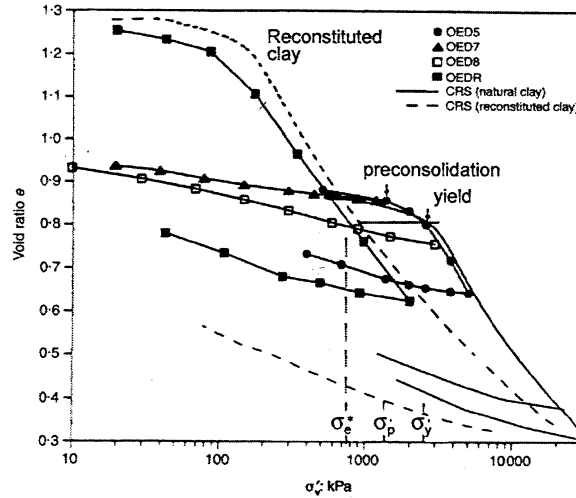


FIG. 2.17 – Evolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte normale. Essais oedométriques sur l'argile Pappadai prélevée à 25 m de profondeur d'après Cotecchia [48]. Les échantillons notés OEDR et CRSr sont reconstitués, les autres naturels.

### 2.5.2 Comportement en cisaillement

Les essais oedométriques, lorsqu'ils ne sont pas à succion contrôlée, sont relativement simples à réaliser car ils font intervenir peu de paramètres mécaniques. A contrario, les essais triaxiaux peuvent être réalisés à différentes pressions de confinement et dans différentes conditions de drainage. De ce fait, il n'existe pas une réponse mécanique à un essai triaxial mais une multitude de réponses selon que l'argile est sous consolidée, normalement consolidée ou surconsolidée, selon que l'échantillon est consolidé ou non après l'application du confinement et selon que l'essai est drainé ou non au cours du cisaillement. On distingue habituellement les essais suivants :

- UU : échantillon non consolidé et essai non drainé,
- CU : échantillon consolidé et essai non drainé,
- CD : échantillon consolidé et essai drainé.

Les résultats sont exprimés dans plusieurs plans selon les paramètres dont on souhaite suivre l'évolution. La figure 2.18 présente les courbes obtenues par Li [115] sur de l'argile Kruibeke notamment dans le plan de contraintes ( $p', q$ ) avec  $p'$  et  $q$  définis comme suit :

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad \text{et} \quad q = \sigma_1 - \sigma_3$$

On observe sur la courbe 2.18 (a) que le déviateur des contraintes  $q$  croît depuis 0 jusqu'à atteindre un pic (pour une déformation comprise entre 5 et 10 %) puis, il décroît, en général vers un palier qui n'est toutefois pas évident sur ces courbes. La rupture de l'échantillon correspond au pic, au delà duquel la résistance résiduelle au cisaillement du matériau est mobilisée. Durant l'essai, la pression interstitielle (courbe 2.18 (b)) augmente, ce qui est caractéristique d'un matériau contractant : le volume des vides diminuant et l'eau ne pouvant s'évacuer, elle monte en pression. Remarquons que celle-ci se stabilise à partir du moment où le pic de déviateur est atteint. Cela correspond à un état critique pour lequel il n'y a plus de variation de volume de l'échantillon.

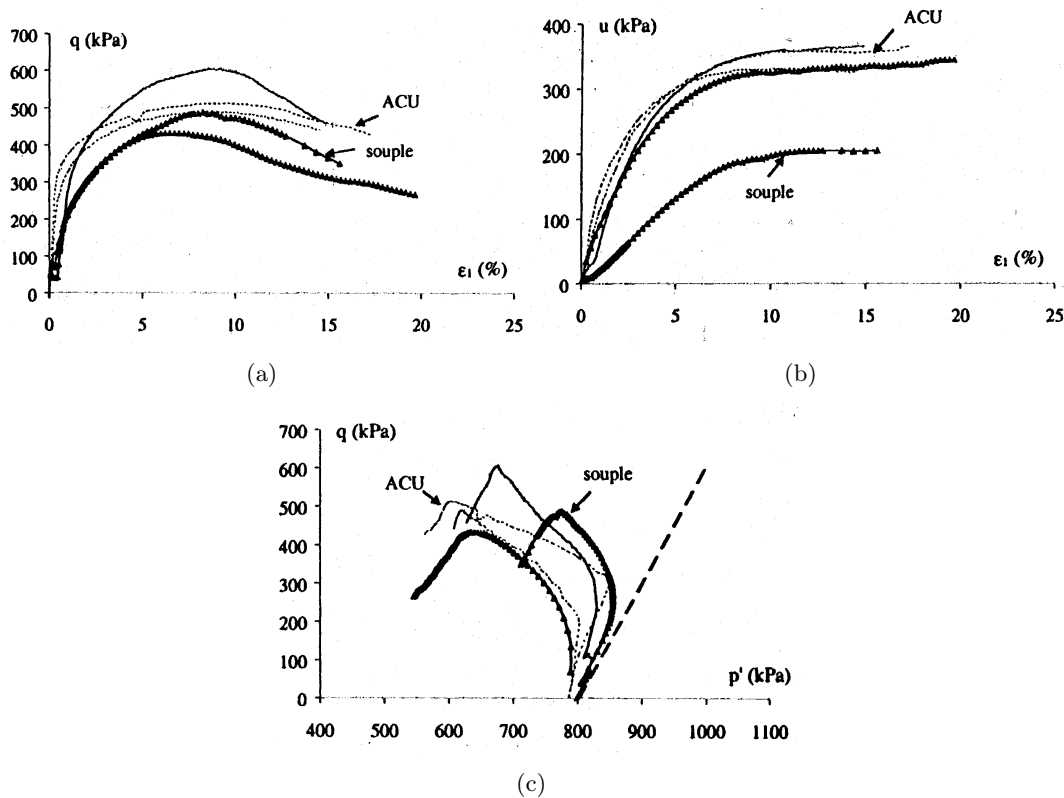


FIG. 2.18 – Essais triaxiaux CU réalisés sur de l'argile de Kruijbeke d'après Li [115] ( $\sigma_3 = 800$  kPa, argile normalement consolidée). (a) Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale. (b) Evolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale. (c) Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la pression moyenne  $p$ . Le chemin drainé est tracé en pointillés. Les courbes correspondent à différents essais faits dans les mêmes conditions sur le même matériau mais dans différents laboratoires.

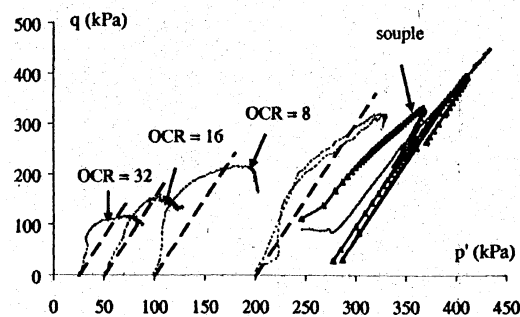


FIG. 2.19 – Essais triaxiaux CU réalisés sur de l'argile de Kruijbeke d'après Li [115] ( $\sigma_3 = 200$  kPa, argile surconsolidée à différents taux de surconsolidation OCR). Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la pression moyenne  $p$ . Le chemin drainé est tracé en pointillés.

Dans le plan  $(q, p')$ , on observe un chemin de contraintes qui s'écarte logiquement du chemin drainé (tracé en pointillés) puisque l'essai est non drainé. Puis, on retrouve le pic du déviateur correspondant à la rupture. Au delà du pic, pour les essais tels que la pression  $u$  est constante,  $q$  et  $p'$  décroissent selon une droite de pente 3 correspondant à la pente du chemin drainé. Comme pour les joints rocheux, ce plan permet de définir le critère de rupture, appelé généralement CSL

(Critical State Line) et entièrement défini par la pente et l'ordonnée à l'origine.

Selon le type d'essai et l'état de l'argile, on observe ou non un pic dans l'évolution du déviateur de contraintes et, dans le plan  $(q, p')$  le chemin de contraintes peut suivre une droite de pente 3 (chemin drainé) ou s'écarter de cette droite (essai non drainé). En général, pour un essai non drainé sur un sol contractant, le chemin se situe à gauche du chemin drainé (figure 2.18 (c)) tandis que pour un sol dilatant, le chemin des contraintes finit à droite du chemin drainé. L'évolution en début d'essai dépend des sols car, classiquement, un sol dilatant connaît souvent une phase contractante avant de dilater (figure 2.19).

## 2.6 Phénomène de gonflement

Outre les phénomènes différés classiques auxquels est soumise toute argile (consolidation ou effets visqueux), la bentonite est caractérisée par ses propriétés de gonflement. C'est un point important justifiant son emploi comme matériau de remplissage.

Nous avons vu précédemment la structure des argiles (paragraphe 2.1.1) et parlé de l'adsorption d'eau au niveau de l'espace interfolaire. Cette adsorption, variant selon les cations en présence et la minéralogie de l'argile, s'accompagne d'une expansion des feuillets à l'origine du gonflement. Ceci est illustré par la figure 2.20 tirée de Komine et al [106] qui présentent un mélange bentonite sable en gonflement empêché et en gonflement libre.

Komine et al [106] expliquent que le gonflement est fortement dépendant de la fraction massique de bentonite du mélange et de la densité sèche (i.e : du compactage). En effet, la définition de la déformation de gonflement qu'ils donnent :

$$\epsilon_{sv}^* = \frac{V_v + V_{sw}}{V_m} \cdot 100$$

avec :

- $\epsilon_{sv}^*$  : déformation volumique de gonflement (exprimé en %),
- $V_v$  : volume des vides du mélange,
- $V_m$  : volume de montmorillonite du mélange,
- $V_{sw}$  : gain de volume par rapport à la situation avant gonflement.

conduit à une expansion volumique  $V_{sw}$  définie dans l'équation 2.11. On y voit clairement que si le volume initial des vides du mélange est important, le volume d'expansion est limité. En effet, la bentonite gonflante comble, dans un premier temps, l'espace des vides qui est disponible. Une fois que cet espace est occupé, on observe la variation de volume  $V_{sw}$ .

$$V_{sw} = \frac{\epsilon_{sv}^* \cdot V_m}{100} - V_v \quad (2.11)$$

Le compactage tend à réduire ce volume de vides initiaux et augmente de ce fait, le volume d'expansion. C'est pourquoi Gens et al [78] préconisent de fortement compacter la bentonite de façon à accentuer le gonflement. Par ailleurs, celui-ci dépend fortement de la minéralogie de l'argile et des cations adsorbés (Mitchell [133]). Nous ne parlons ici que du gonflement dû à l'adsorption d'eau bien que d'autres auteurs s'intéressent aux origines chimiques du phénomène améliorant ainsi la compréhension d'un processus complexe.

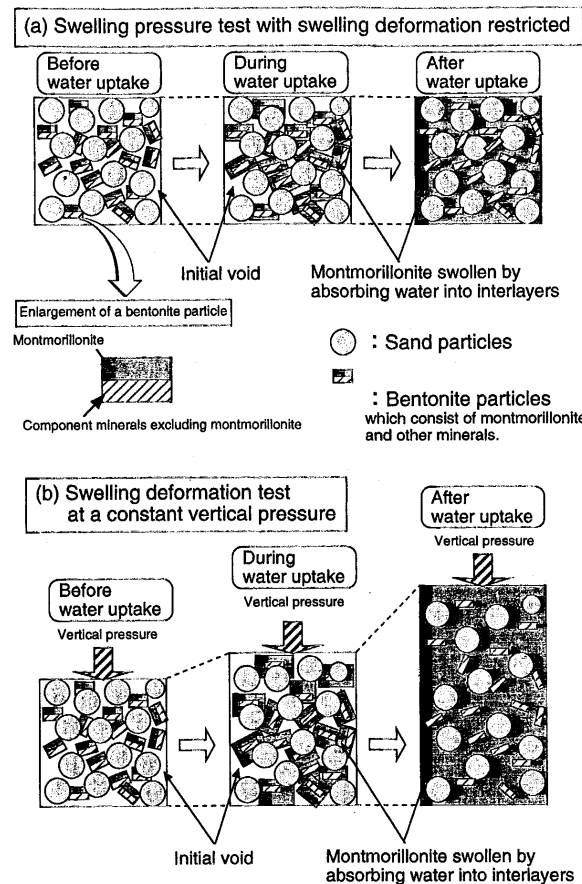


FIG. 2.20 – Visualisation des phénomènes de gonflement d'après Komine et al [106]. (a) Cas de la déformation empêchée et mise en évidence de la pression de gonflement ( $P_s$ ). (c) Cas d'un gonflement libre et mise en évidence de la déformation de gonflement ( $\epsilon_s$ ).

En terme de scénario possible, la bentonite sera très probablement compactée à la teneur en eau optimale et ne se trouvera certainement pas à saturation. Le matériau devrait alors se saturer progressivement avec l'eau géologique circulant dans la roche environnante (Gens et al [78]). Ce phénomène très complexe devrait s'étendre sur de nombreuses dizaines d'années pendant lesquelles la bentonite devrait gonfler.

Finalement, ce phénomène d'expansion s'accompagne de la formation d'un gel aux propriétés différentes de la masse de bentonite. En effet, du fait de l'augmentation de distance interfoliaire, la densité volumique locale est plus faible que celle de la masse et l'intensité des efforts interparticulaires diminue. De nombreux auteurs ont observé cette modification de la structure de la bentonite (Luckahm et al.[119], Pusch [155], Grindrod [87], Missana et al. [134]), et nous verrons, paragraphe 2.9, quel est l'impact d'une telle modification pour l'étude hydromécanique des interfaces.

## 2.7 Paramètres influents

### 2.7.1 Degré de saturation

Comme nous l'avons précisé dans le paragraphe 2.3.3, le sol peut être saturé ou non saturé. Cela change l'état du fluide dans le sol et, comme nous le verrons dans ce paragraphe, la réponse hydromécanique du matériau.

En effet, Wiebe et al [189] montrent l'influence de la saturation sur la réponse mécanique d'un mélange bentonite sable 50 : 50. La figure 2.21 illustre les résultats des essais triaxiaux non drainés qu'ils ont réalisés. IL apparaît que pour deux situations différentes en termes de pression de confinement et de température, la résistance au cisaillement mobilisée est d'autant plus élevée que la saturation est faible. Or, la baisse de saturation s'accompagne d'une augmentation de la succion totale comme le montre la figure 2.22. Les valeurs de succion s'échelonnent de 7 MPa pour une teneur en eau de l'ordre de 15% à 2 MPa pour une teneur en eau de l'ordre de 22.5% (saturation complète). Il s'agit d'une succion résiduelle correspondant à la part osmotique. Malgré cette dernière, les effets de la saturation sur la réponse mécanique s'estompent à partir de  $S_r = 0.85$ . Ceci est important pour notre étude car nous avons  $0.90 \leq S \leq 1$  et nous considérons que les échantillons sont saturés. Les résultats de Wiebe et al [189] nous laissent donc penser que, dans la gamme de degrés de saturation que nous avons obtenus, le comportement mécanique des échantillons devrait être affecté de la même façon par la succion. Corroborant l'impact de la saturation sur les paramètres mécaniques, Al Shayea [4] présente l'évolution de la cohésion d'un mélange bentonite sable en fonction de la teneur en eau (figure 2.23). On y voit une évolution semblable aux courbes de compaction Proctor. Al Shayea explique la décroissance de la cohésion au delà de 15% de teneur en eau par la diminution d'intensité des phénomènes à la base de la cohésion (forces interparticulaires, succion capillaire, etc.). Il ne donne malheureusement pas de valeurs de succion correspondant aux différents degrés de saturation.

Blatz et al [21] mesurent des valeurs de succion bien plus importantes (jusqu'à 120 MPa) et observent la même modification de réponse mécanique de l'argile lorsque la succion évolue : le matériau semble plus résistant. De plus, ils observent des faciès de rupture différents selon que la succion est élevée ou non. Dans le cas d'une succion élevée, la rupture de l'échantillon est fragile tandis qu'à faible succion elle est ductile. Mentionnons également les travaux de Favaretti [68] qui a étudié la résistance en traction d'une argile en fonction de la saturation et qui observe, lui aussi, une augmentation de la résistance mobilisable lorsque la succion augmente (figure 2.24).

D'une façon générale, de nombreux auteurs ont remarqué expérimentalement que le matériau est fortement modifié par les variations de succion :

- la résistance mécanique augmente (Favaretti [68], Wiebe et al. [189]),
- le matériau se raidit (i.e : le module augmente, Blatz et al. [21]),
- l'angle de frottement et la cohésion sont modifiés (Al Shayea [4]),
- le matériau peut passer de ductile à fragile (Blatz et al. [21]),
- on observe un effondrement lors de cycles hydriques sous fortes contraintes (figure 2.25) et des déformations irréversibles lorsque la succion augmente fortement (Cuisinier et al [51], Al Mukhtar et al [3], Alonso et al [7]).

Outre le côté mécanique, le comportement hydromécanique de l'argile est affecté par des variations de succion. Ainsi, la présence d'une troisième phase affecte la perméabilité à l'eau du

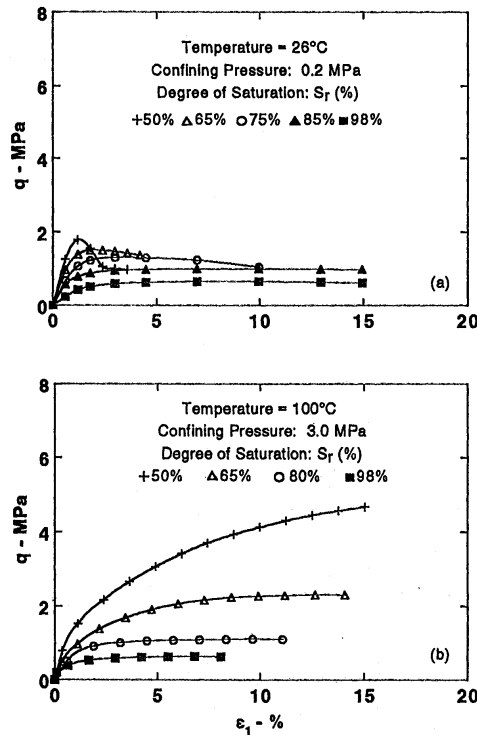


FIG. 2.21 – Comportement mécanique de sols non saturés. (a) Courbe "Déviateur des contraintes-Déformation axiale" d'un mélange bentonite sable 50 :50 à faibles pression de confinement (0.2 MPa) et température ( $26^\circ\text{C}$ ). D'après Wiebe et al [189].

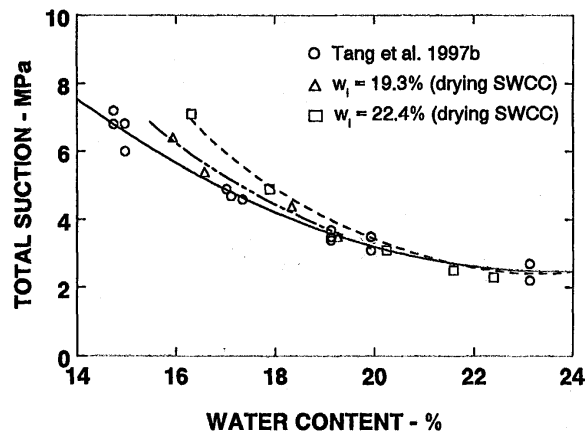


FIG. 2.22 – Evolution de la succion totale en fonction de la teneur en eau d'un mélange bentonite sable 50 :50 d'après Wiebe et al [189]. Saturation complète pour une teneur en eau de 22.5%.

milieu. Fleureau et al. [71] ainsi que Delage [55] ont observé que la perméabilité à l'eau augmente avec le degré de saturation. A contrario, la perméabilité à l'air décroît. C'est ce que montre la figure 2.26 obtenue par Delage. Les deux phases interfèrent et la loi de Darcy ne suffit plus pour décrire l'écoulement, il convient d'utiliser des modèles d'écoulements biphasiques.

Si nous nous intéressons au cas des sols non saturés, c'est que la bentonite mise en oeuvre sur des sites de stockage de déchets nucléaires ne sera certainement pas saturée en début de vie de l'ouvrage. Nous verrons par la suite que les modèles de comportement thermo-hydro-mécanique



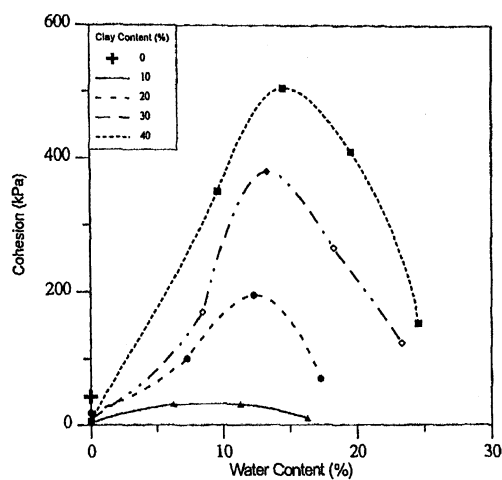


FIG. 2.23 – Effet combiné de la teneur en eau et du pourcentage de bentonite sur la cohésion du mélange d'après Al Shayea [4].

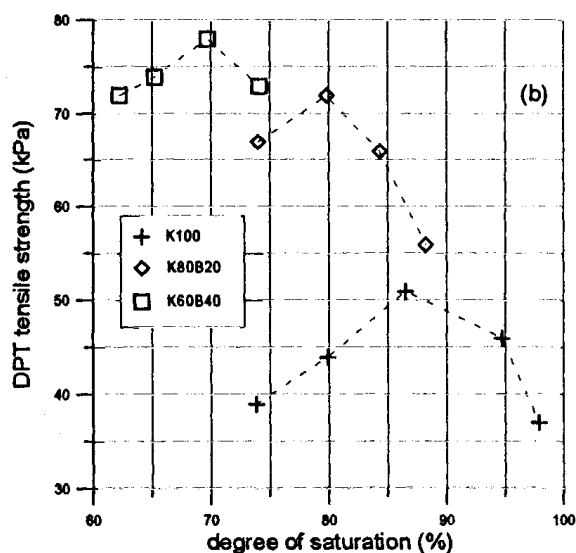


FIG. 2.24 – Evolution de la résistance à la traction d'échantillons d'argile en fonction du degré de saturation d'après Favaretti [68]. Echantillons de kaolinite (K100) ou de mélanges Kaolinite Bentonite (K80B20 et K60B40). Essais de traction de type "Double Punch Test".

des argiles doivent prendre en compte le phénomène de succion pour reproduire au mieux le comportement observé expérimentalement.

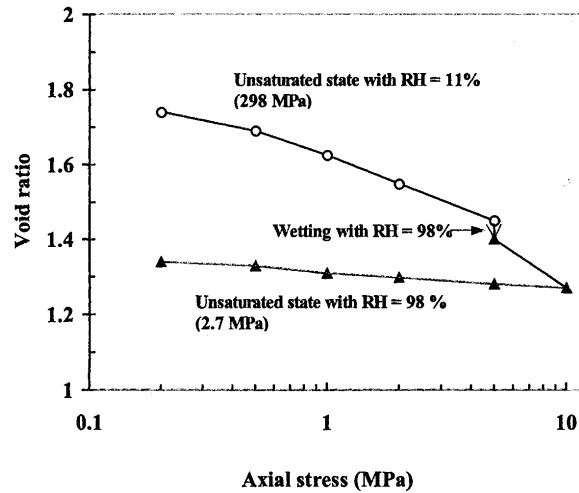


FIG. 2.25 – Evolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte normale pour un échantillon de Laponite et mise en évidence du phénomène d'effondrement lors d'une diminution de succion d'après Al Mukhtar [3].

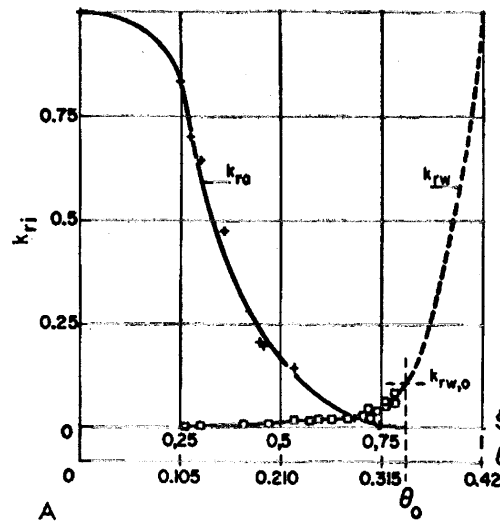


FIG. 2.26 – Evolution de la perméabilité à l'air ( $K_{ra}$ ) et de la perméabilité à l'eau ( $K_{rw}$ ) en fonction du degré de saturation. D'après Delage [56].

### 2.7.2 Compactage

Quelle que soit la forme sous laquelle les mélanges à base de bentonite seront mis en oeuvre sur site (vrac ou blocs précompactés), une étape nécessaire du processus sera le compactage de l'argile. Un sol peut être compacté de manière dynamique (méthodes classiques du génie civil ou essai proctor) ou de manière statique par compression. Cette dernière méthode est adoptée par grand nombre d'auteurs.

Le compactage permet d'augmenter la densité sèche du mélange en réduisant l'indice des vides et cette opération revient à surconsolider (écrouir) l'argile. Elle s'accompagne d'une modification du matériau : la raideur est augmentée par la surconsolidation (résultat d'essai oedométrique) et la perméabilité du matériau est grandement diminuée (figure 2.27). Afin de quantifier le

compactage, on parle d'énergie de compactage (pour les essais proctor) ou plus couramment de la densité sèche de l'argile après compactage. Les bentonites étudiées dans le cadre du stockage de déchets nucléaires sont classiquement compactées à des contraintes de l'ordre de 10 à 20 MPa (Lingnau et al [116], Al mukhtar et al [3]) et l'on obtient, en général, une densité sèche s'échelonnant entre 15 et 20  $kN/m^3$ . Il arrive, dans certains cas, que la bentonite soit compactée jusqu'à des contraintes beaucoup plus élevées (100 à 150 MPa). Lingnau et al [116] observent toutefois que la contrainte normale appliquée durant la phase de compaction n'est pas reprise entièrement par le squelette granulaire car la compaction est rapide au regard de la perméabilité du matériau compacté. Nous nous situons également dans ce cas.

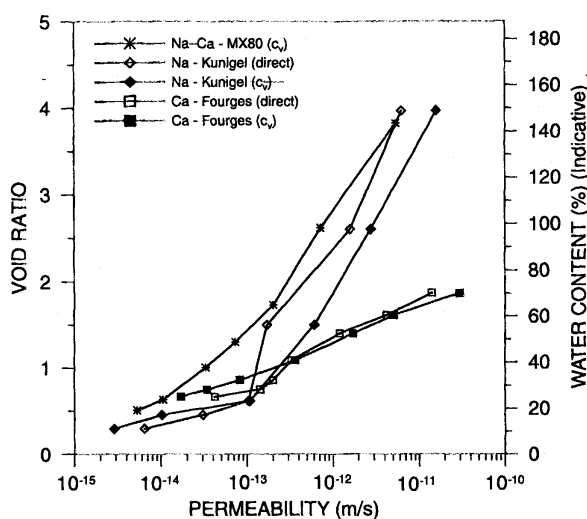


FIG. 2.27 – Evolution de la perméabilité en fonction de l'indice des vides au cours d'une compression pour différentes bentonites d'après Marcial et al [124].

Le comportement du sol dépend de ses propriétés physico chimiques mais également de l'histoire de son chargement. La capacité de gonflement de la bentonite est notamment fortement conditionnée par la densité initiale du matériau (Komine et al [106]).

Par ailleurs, la compression de l'argile, qu'elle soit naturelle (i.e : tectonique : Hueckel et al [92]) ou anthropique, tend à orienter les feuillets perpendiculairement à la direction de compression induisant de ce fait une certaine anisotropie du matériau (Lambe [108], Martin Gros D'aillon [125]). Si Lingnau et al [116] semblent en observer les effets au cours de leurs essais, Martin Gros D'aillon ne relève pas d'anisotropie mécanique particulière lors des essais au scissomètre alors qu'elle a relevé, lors de l'analyse de la structure, une orientation des particules perpendiculaire à l'axe de compression.

### 2.7.3 Influence de la composition des mélanges

Outre le type d'additif possible pour améliorer les caractéristiques de la bentonite, de nombreux auteurs se sont interrogés quant à l'impact de la teneur massique en bentonite sur différents paramètres mécaniques ou hydrauliques des mélanges. Ces études de composition de mélanges concernent toutefois majoritairement les mélanges bentonite-sable. Nous abordons ici plusieurs paramètres des mélanges pouvant être modifiés par la teneur en bentonite.

Dans un premier temps, Dixon et al [61] observent que l'optimum Proctor et la densité sèche

maximale dépendent de la teneur en argile. On observe, figure 2.28, que plus la fraction massique d'argile augmente, plus la teneur en eau optimale ( $W_{opt}$ ) est élevée et plus la densité sèche à l'optimum ( $\gamma_{d_{opt}}$ ) diminue. Ceci est corroboré par d'autres auteurs (Chapuis [37], Kenney et al [103], Kaya et al [102]). Cette augmentation de teneur en eau optimale est logique puisque l'argile adsorbe de l'eau à la surface des feuillets.

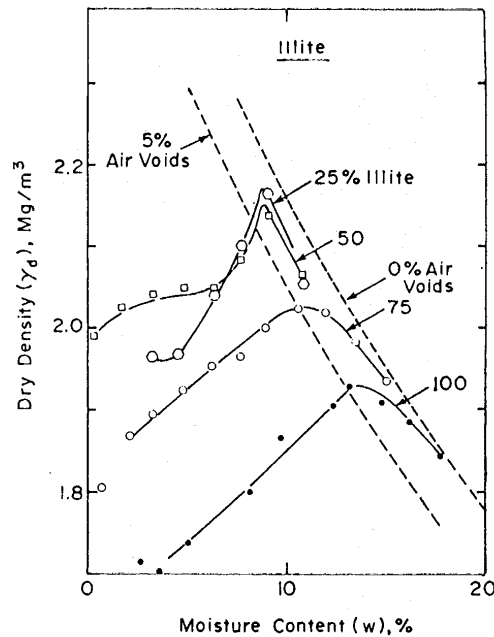


FIG. 2.28 – Evolution de la densité sèche en fonction de la teneur en eau pour différents mélanges argileux à base d'illite d'après Dixon et al [61].

Par ailleurs, il est d'usage de caractériser une argile par ses limites de plasticité. Michell [133] propose une gamme de limites de plasticité ( $w_p$ ) et de liquidité ( $w_l$ ) caractéristiques des argiles. Ainsi, selon lui, on a pour la majeure partie des sols argileux :  $100\% \leq w_l \leq 900\%$  et  $50\% \leq w_p \leq 100\%$ . De nombreux auteurs ont observé que ces limites sont modifiées par l'ajout de sable (Santucci de Magistris [166], Al Shayea [4]) : les limites de liquidité et de plasticité ainsi que l'indice de plasticité diminuent quand la teneur en sable augmente.

Santucci de Magistris et al [166] complètent leurs investigations par des essais oedométriques et triaxiaux sur des mélanges bentonite sable à faible teneur en bentonite et observent qu'en augmentant la fraction massique de bentonite, le matériau devient plus compressible et la résistance au cisaillement mobilisée décroît (figure 2.29).

Al Shayea [4], dans son étude sur la teneur en bentonite et la teneur en eau, corrobore les observations de Santucci de Magistris et al [166] pour de plus fortes teneurs massiques en bentonite bien que la variation ne soit pas monotone (figure 2.30). Ces observations rejoignent également celles de Kenney [103] qui considère que le sable confère une certaine résistance mécanique au mélange.

Il a été question précédemment de comportements différés et plus précisément de gonflement. Komine et al [106] ont observé une influence de la quantité de bentonite sur les capacités de gonflement d'un mélange bentonite-sable. Que ce soit en terme de pression de gonflement ou de déformation de gonflement, ils remarquent qu'ajouter de la bentonite accentue ces propriétés.

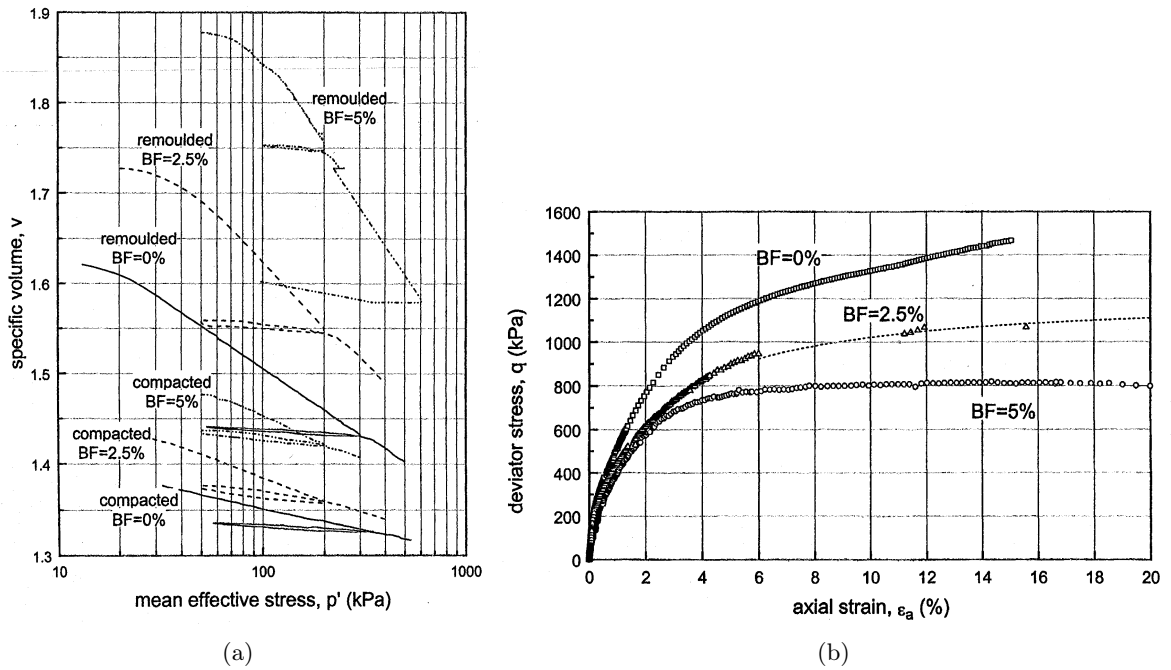


FIG. 2.29 – Résultats d’essais sur des mélanges bentonite sable à différentes fractions massiques de bentonite d’après Santucci de Magistris et al [166]. (a) Evolution du volume spécifique en fonction de la contrainte effective pour différents types de mélanges au cours d’une compression isotrope. (b) Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour différents mélanges au cours d’essais triaxiaux non drainés. BF : fraction de bentonite.

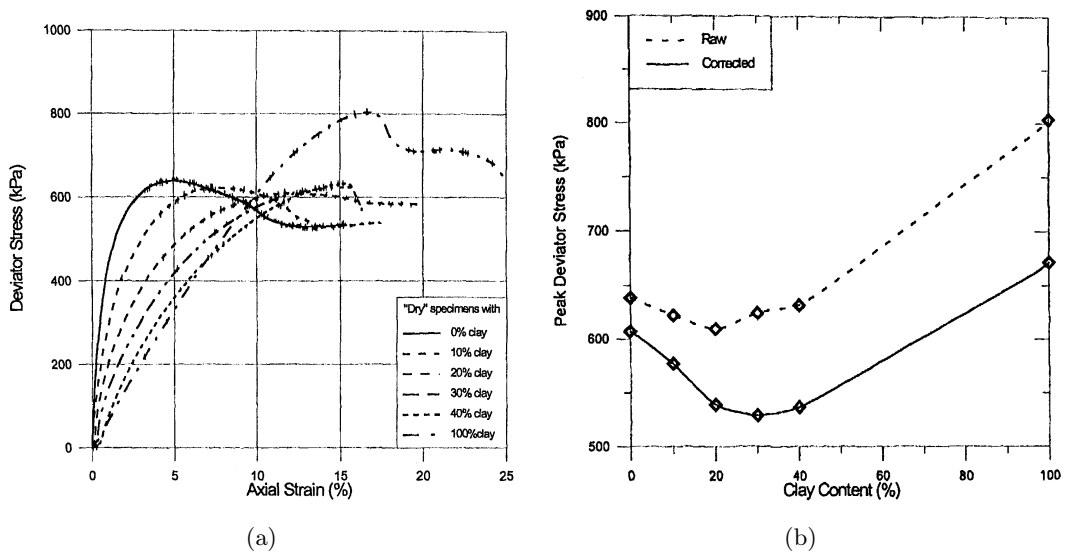


FIG. 2.30 – Résultats d’essais triaxiaux sur des mélanges bentonite sable d’après Al Shayea [4]. (a) Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour une pression de confinement de 140 kPa. (b) Evolution du pic de déviateur des contraintes en fonction de la teneur en bentonite.

C’est ce qu’illustre la figure 2.31. Notons que les auteurs ont également fait varier la densité initiale des mélanges qui, comme nous l’avons dit précédemment, conditionne en partie le gonflement. En effet, celui-ci est d’autant plus important que l’est la densité initiale.

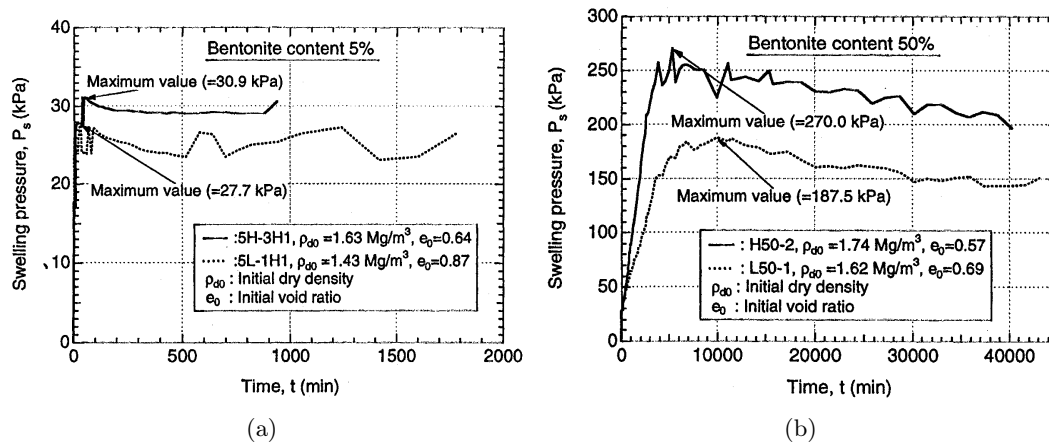


FIG. 2.31 – Evolution de la pression de gonflement en fonction du temps pour deux densités initiales du mélange d'après Komine et al [106]. (a) Mélange avec 5% de bentonite. (b) Mélange avec 50% de bentonite.

Faire varier la composition d'un mélange ne modifie pas seulement les paramètres mécaniques du matériau : la perméabilité hydraulique est également affectée par la teneur en bentonite. Si jusqu'à présent, nous avons vu qu'augmenter la teneur en bentonite réduit la résistance mécanique, cela tend plutôt à améliorer les propriétés hydrauliques en réduisant considérablement la perméabilité des mélanges. Chapuis [37] réalise des essais de perméabilité sur des mélanges bentonite-sable avec des fractions massiques comportant de 0 à 25 % de bentonite et conclut que la conductivité du mélange décroît lorsque l'on augmente la part de bentonite. Ceci correspond à une optimisation de l'arrangement des grains et au remplissage des vides par les particules d'argile de dimension plus faible que celles des grains de sable. Toutefois, il estime qu'à partir de 50% de bentonite, la perméabilité du mélange n'évolue plus. Cela correspondrait à un état limite pour lequel tous les vides sont comblés par les particules d'argile. Kenney [103] trouve pourtant que la perméabilité varie encore au delà d'une part égale de sable et de bentonite même si la variation est faible. C'est aussi ce que propose Al Shayea [4] bien que ce soit sur la base d'une extrapolation (figure 2.32).

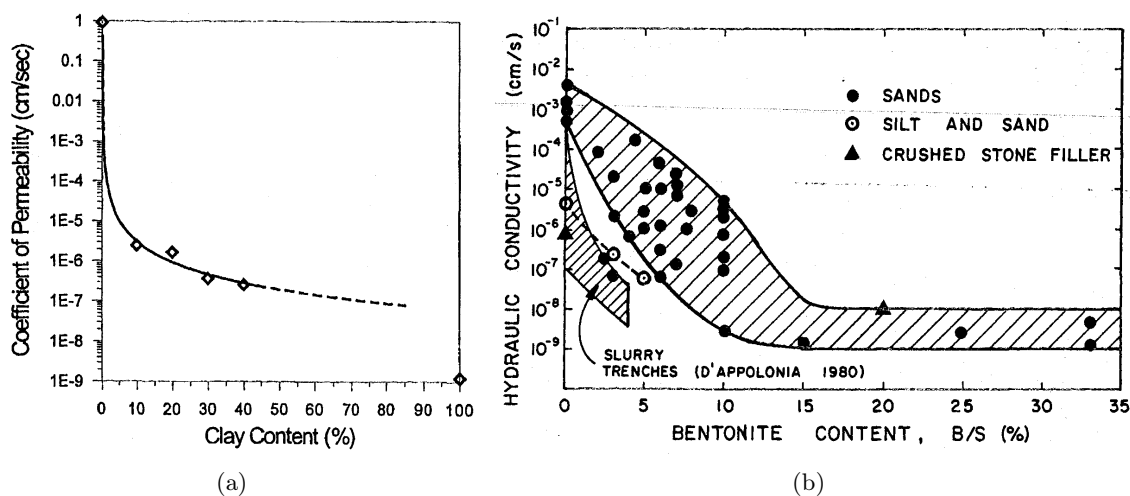


FIG. 2.32 – Evolution de la perméabilité du mélange en fonction de la teneur en bentonite. (a) D'après Al Shayea [4]. (b) D'après Chapuis [37].

## 2.8 Modèles de comportement

La modélisation du comportement mécanique des argiles fait intervenir de nombreux phénomènes couplés et permet, lorsque l'on arrive à reproduire les comportements expérimentaux, de s'assurer que la description mathématique des phénomènes est correcte. Une argile étant très complexe et les couplages possibles étant nombreux, on trouve bon nombre de modèles de comportement. Toutefois, certains d'entre eux sont récurrents dans la littérature et servent de base à beaucoup d'autres. Vu notre axe de recherche, nous proposons ici un aperçu de quelques modèles de la littérature sans trop nous attarder sur cette partie.

Le modèle de l'école de Cambridge couramment appelé CamClay et dont la version modifiée par Roscoe et Burland [164] est la plus célèbre, décrit le comportement de l'argile dans le cadre de l'élastoplasticité avec écrouissage. En effet, dans ce modèle sont définis une surface de charge (elliptique dans la version modifiée), une règle d'écrouissage permettant de faire évoluer la surface de charge et une règle d'écoulement plastique permettant de définir la direction des déformations plastiques. Ce modèle est basé sur la description du comportement de l'argile en terme de contraintes effectives et ne prend pas en compte la succion. Il ne permet alors pas de reproduire le phénomène d'effondrement observé lors de cycles hydriques sous fortes contraintes. Se basant sur le CamClay modifié, Alonso et al [6] rajoutent une variable d'état de contrainte plutôt que de décrire le problème uniquement d'un point de vue des contraintes effectives. Ainsi, le problème est abordé en considérant les paramètres indépendants que sont la succion ( $s = p_a - p_w$ ) et la contrainte nette ( $\bar{\sigma}_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij}p_a$ ).

Le seuil plastique décrit par une courbe dans le CamClay devient une surface dans le modèle d'Alonso et al [6]. De plus, des lignes particulières permettent de décrire le phénomène d'effondrement (ligne LC : Loading Collapse) et les déformations irréversibles engendrées par une augmentation de succion (ligne SI : Suction Increase). La figure 2.33 offre un aperçu de la surface plastique dans l'espace  $(\bar{p}, q, s)$  du modèle d'Alonso et al [6].

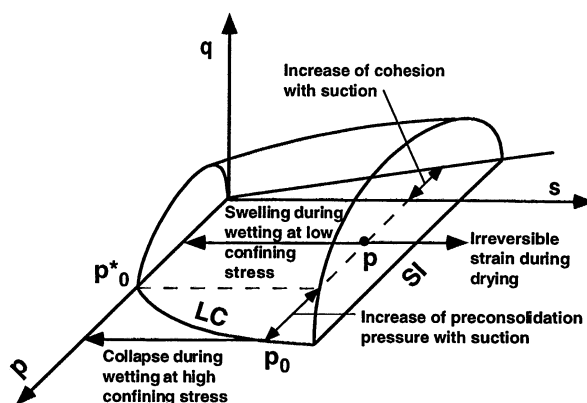


FIG. 2.33 – Surface plastique du modèle de Barcelone dans l'espace  $(\bar{p}, q, s)$  d'après Alonso et al [7].

Ce modèle permet de reproduire l'augmentation de résistance du matériau lorsque la succion augmente et le phénomène d'effondrement lors des cycles hydriques sous fortes contraintes. Depuis, cette équipe a amélioré son propre modèle pour décrire le comportement des argiles gonflantes. Ils proposent le modèle BExM (Barcelona Expansive Model) (Alonso et al [7]) basé sur un couplage entre une description microstructurale et une description macrostructurale de l'argile. On trouve bien d'autres modèles dans la littérature mais nombreux sont ceux qui utilisent le principe de la

ligne LC développé dans le modèle de Barcelone pour reproduire correctement le comportement mécanique expérimental de l'argile. On pourra trouver d'autres références de modèles dans les ouvrages [39] et [5].

## 2.9 Etudes d'interactions

La bentonite n'est pas le seul matériau prévu dans les différents concepts de sites de stockage de déchets nucléaires. On y trouve également la roche hôte et différentes structures en béton. De nombreuses interfaces résulteront de cette diversité de matériaux (béton/roche, béton/bentonite, roche/bentonite entre autres) et de la mise en oeuvre de la bentonite (interfaces bentonite/bentonite si on utilise des blocs précompactés). Cet état de fait motive notre étude et celles d'autres auteurs.

D'une façon générale, nous entendons, par interaction, un contact mécanique plus qu'une interaction de phénomènes. Ainsi, on recense les études de Marcial et al [123] ou Borgesson et al [26] qui font part d'essais de cisaillement entre la bentonite et différents matériaux sans rentrer véritablement dans le détail des essais réalisés. Borgesson et al [26] observent que la résistance au cisaillement des différents contacts testés (bentonite/cuivre, bentonite/granit, bentonite/acier) est de l'ordre de 60% de celle de la bentonite dans la masse, les surfaces utilisées pour le contact étant peu rugueuses.

Les transferts d'eau géologique entre la roche et le matériau de remplissage sont abordés par plusieurs équipes de recherche. Gens et al [78], Rutqvist et al [165] ou encore Chijimatsu et al [40] se sont intéressés à l'évolution du degré de saturation en différents points de la roche et du remplissage de bentonite, notamment à l'interface. Il ressort de ces études que la bentonite tend à se saturer en "pompe" l'eau contenue dans la roche mais ce phénomène reste très superficiel, du moins aux échelles de temps étudiées. L'expérience de l'AECL (Atomic Energy of Canada Limited) appelée TSX, vise également à soumettre la chambre contenant le colis à des gradients de pression et à suivre les écoulements en résultant. Dixon et al [62] imposent alors une pression de fluide allant jusqu'à 4 MPa engendrant un débit de 1.1 l/j. Ils observent que les écoulements sont localisés à l'interface roche bentonite, ce qui confirme le fait que notre étude répond à des interrogations quant aux écoulements possibles in situ. Quel que soit le laboratoire de recherche souterrain, les conditions hydrauliques in situ ne semblent pas entièrement cernées. Il est alors délicat de réaliser des essais de laboratoire avec des paramètres hydrauliques proches des conditions attendues in situ...

Mentionnons également les travaux de Pusch [155], Grindrod et al [87] et Missana et al [130] concernant l'érosion possible de la bentonite. Pusch réalise des contacts entre la bentonite et des échantillons de granite dans lesquels sont creusées des fentes de différentes dimensions. Il s'intéresse à la pénétration de la bentonite compactée dans ces dernières lors du gonflement et en observe ainsi la modification superficielle (modification mentionnée au paragraphe 2.6). Il aborde également, à travers son étude, le problème de l'érosion de la bentonite lorsqu'un fluide circule dans les interstices existant entre le granite et la bentonite. Comme nous l'avons dit précédemment, la formation de gel est mentionnée par de nombreux auteurs tandis que le phénomène d'érosion est un sujet plus rare, du moins dans le cadre du stockage de déchets nucléaires. Précisons d'ailleurs, que si l'érosion est localisée à l'interface roche/bentonite dans les travaux de Missana et al [130], de Grindrod [87] et de Pusch [155], Chapuis [38] observe quant à lui, un délavage de la masse de bentonite constituant un tapis d'étanchéité.



Les paramètres pilotant l'érosion diffèrent selon les auteurs : Missana et al [130] l'étudient en fonction du débit, Chapuis [38] la paramètre en fonction du gradient hydraulique tandis que Pusch [155] se place à une autre échelle et considère les forces d'entraînement des particules par le fluide. Il s'appuie pour cela sur les travaux de Yong [196] et Nickel [141] qui considèrent que les suspensions de bentonite sont des fluides à seuil de type Bingham. La valeur seuil de cisaillement correspond aux forces interparticulaires et lorsque ce seuil est dépassé, la bentonite est érodée (Pusch [155]).

## 2.10 Conclusions

Tout d'abord, ce chapitre nous a permis de faire le point sur la structure des argiles et d'aborder les particularités des bentonites. Nous sommes ainsi en mesure de comprendre les modifications à l'échelle du feuillet lorsque l'on parle de gonflement ou d'adsorption de cations. Par ailleurs, cette étude bibliographique nous permet d'éclaircir le terme "bentonite", courant mais rarement explicité.

Au delà des considérations générales sur la problématique du stockage des déchets nucléaires et sur le cahier des charges que doivent suivre les matériaux employés, cette revue des connaissances sur la bentonite nous a permis de mettre en avant les paramètres ayant une influence sur son comportement hydromécanique. Ainsi, nous avons vu comment le compactage, le degré de saturation et la fraction massique de bentonite peuvent modifier la réponse mécanique et hydraulique d'une bentonite compactée.

Les études d'interaction entre la bentonite et les matériaux environnants sont plus rares que les études concernant les matériaux considérés. Certaines d'entre elles soulignent l'importance des phénomènes de gonflement et d'érosion au voisinage de la roche. Ces phénomènes seront observés lors de nos essais et étudiés par la suite. D'une façon générale, l'étude d'une interaction argilite bentonite, si elle se veut complète, doit prendre en compte de multiples aspects et devient de ce fait très complexe. C'est une des conclusions auxquelles arrivent Gens et al [78] suite aux investigations in situ à Grimsel.

Si nous nous intéressons aux éléments pouvant affecter le comportement de la bentonite, c'est qu'il est important de savoir à quelles sollicitations peuvent être soumises les interfaces que nous étudions. Notre étude est simplifiée dans la mesure où elle omet tous les aspects chimiques, le vieillissement et la température. Malgré cela, avoir un aperçu des phénomènes importants permet de faire le bilan des processus affectant la bentonite et de s'interroger sur leur pertinence au regard de nos essais. Ainsi, nous sommes en mesure de déterminer quels phénomènes sont prédominants durant nos essais.

## Chapitre 3

---

### Dispositifs expérimentaux

---

L'objectif de ce chapitre est de présenter les divers éléments du dispositif expérimental qui a servi à la réalisation de nos essais hydromécaniques sur le contact entre géomatériaux. Nous commencerons par décrire la boîte de Cisaillement direct pour Roches à 3 Dimensions, appelée BCR3D. Cette boîte de cisaillement particulière a été conçue et développée depuis 1995 par Marc Boulon [27] au laboratoire 3S de Grenoble.

Si Armand [10] a pu mener des investigations sur le comportement mécanique des joints rocheux grâce à ce dispositif particulièrement adapté, ce n'est qu'avec l'adjonction d'un système d'injection hydraulique que Hans [89] a pu réaliser son travail de recherche sur le comportement hydromécanique des joints rocheux.

En ce qui nous concerne, nous avons dû apporter à ce dispositif quelques modifications, que nous nous proposons de présenter, pour l'étude sur les interfaces roche bentonite. Ces modifications concernent les protocoles et un accessoire indispensable, la membrane de collection d'eau, dont nous fournirons une description complète.

Finalement, le dispositif "CaLVIN" (Cartographie Laser des Vides et Numérisation) de mesure de morphologie d'épentes développé par Armand [10], amélioré par Hans [89] puis par Tapan ([178]), sera le dernier point abordé au cours de ce chapitre concluant la description de l'ensemble du dispositif expérimental utilisé.

### 3.1 Le dispositif mécanique de cisaillement direct BCR3D

#### 3.1.1 Principe et description

Une vue générale de la BCR3D est présentée figure 3.1. On y voit les trois axes de chargements : un axe vertical noté Z et les deux axes horizontaux (Y1-Y2) et (X1-X2). Notons que ces derniers sont différents : les moteurs de l'axe (Y1-Y2) sont couplés à des réducteurs (figure 3.1) afin d'obtenir de faibles vitesses de cisaillement (dites quasi statiques, 0.05 mm/s) tandis que les vitesses de cisaillement développées sur l'axe (X1-X2) sont dites dynamiques (jusqu'à 50 cm/s), ceci dans le but de pouvoir reproduire des sollicitations de type sismique. L'effort est appliqué par le biais de vérins accouplés aux demi boîtes externes visibles également sur la figure 3.1, à l'intersection des trois axes. Par la suite, tout élément indexé 1 (resp. 2) fait référence à la demi boîte inférieure (resp. supérieure).

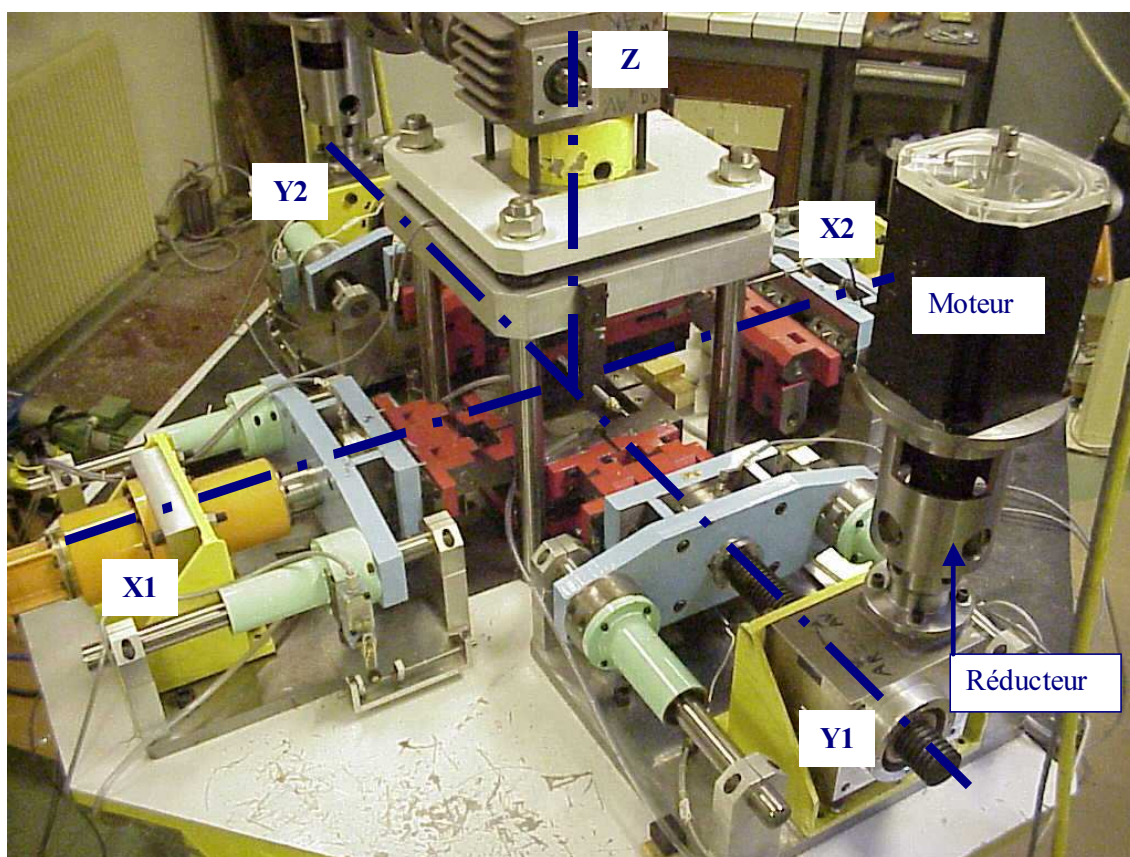


FIG. 3.1 – Vue générale de la BCR3D et des trois axes de chargement (Y1-Y2), (X1-X2) et (Z).

Une coupe du dispositif selon l'axe (Y1-Y2) est proposée, figure 3.2, afin de comprendre au mieux le fonctionnement de la BCR3D. On y voit l'échantillon rocheux (1) scellé dans les demi boîtes métalliques internes amovibles (2) qui sont elles mêmes mises en place dans les demi boîtes externes (3). Le mouvement de cisaillement est transmis par les vérins (6) qui sont accouplés aux boîtes par un système adéquat référencé (9) et représenté de façon schématique. Un capteur de force (5) est intercalé entre les éléments (6) et (9) afin de mesurer l'effort appliqué aux boîtes. Précisons que des glissières à billes (4), représentées schématiquement, permettent d'assurer le déplacement horizontal des boîtes selon les axes (Y1-Y2) et (X1-X2) en limitant les efforts parasites. les capteurs de déplacements (8) de type LVDT (Linear variable differential transformer)

permettent de connaître la position relative des boîtes sur l'axe (Y1-Y2) à tout instant. Ce qui est décrit sur l'axe (Y1-Y2) est également valable sur l'axe (X1-X2).

En ce qui concerne l'axe vertical, l'ensemble repose sur un bâti rigide (7) et les sollicitations sont appliquées par le vérin vertical (12) sur le plateau rigide coulissant (13) guidé, dans son mouvement, par les colonnes rigides (10). Ces colonnes servent également de tirants pour transmettre l'effort normal et sont, de ce fait, ancrées dans le bâti rigide (7). Le plateau (13) est relié à la demi boîte externe supérieure (3) par des glissières à billes (4). De même que pour l'axe horizontal (Y1-Y2), un capteur de force (5) et deux capteurs de déplacement LVDT (11) sont utilisés pour mesurer effort et déplacement à tout stade de l'essai. L'emploi de deux capteurs LVDT permet de mesurer d'éventuelles rotations du plateau supérieur.

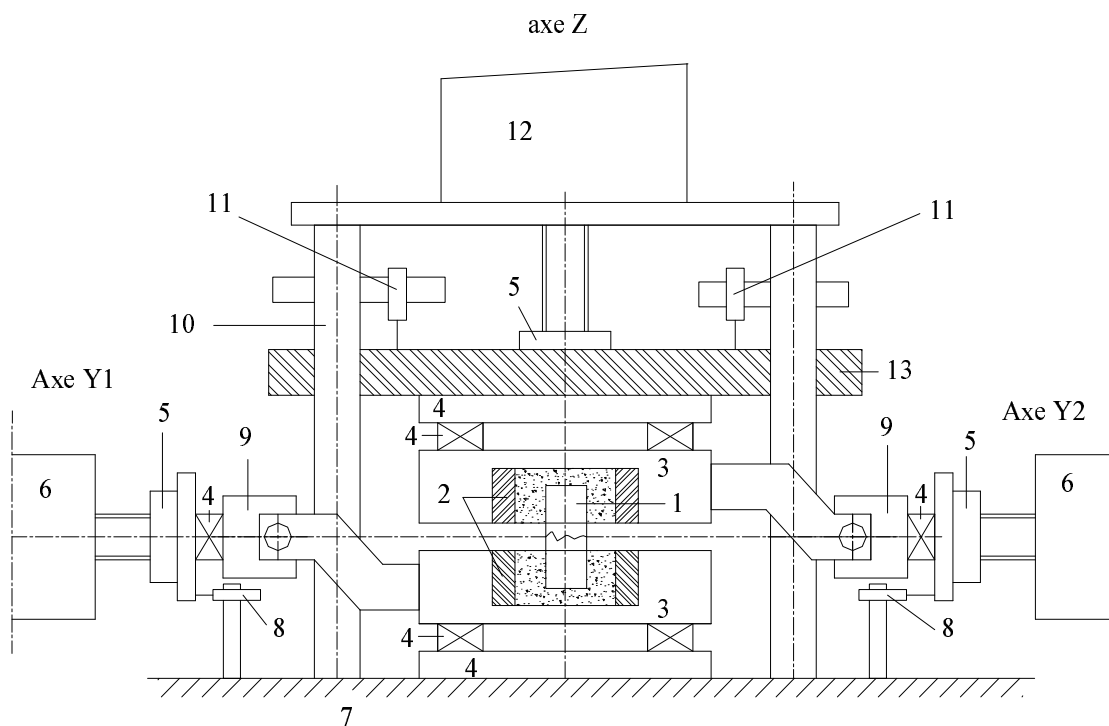


FIG. 3.2 – Coupe de la BCR3D selon le plan vertical incluant l'axe (Y1-Y2). (1) : échantillon à tester, (2) : demi boîtes internes, (3) : demi boîtes externes, (4) : glissières à billes, (5) : capteurs de forces, (6) : vérins horizontaux, (7) : bâti rigide, (8) : capteurs de déplacement (mesurant  $\Delta y_1$  et  $\Delta y_2$ ), (9) : élément mécanique pour l'accouplement boîte externe/vérin, (10) : colonnes rigides de guidage du plateau, (11) : capteurs de déplacement (mesurant  $\Delta z$  et  $\delta z$ ), (12) : vérin vertical, (13) : plateau coulissant rigide.

Comme expliqué précédemment, il est nécessaire de limiter les rotations parasites des épontes durant le cisaillement pour s'assurer de la qualité des essais aussi bien mécaniques qu'hydromécaniques. Si l'on compare, figure 3.3, la cinématique d'une boîte de cisaillement classique type Casagrande et celle de la BCR3D, on comprend tout l'intérêt d'avoir un déplacement symétrique des boîtes. En effet, dans le cas d'une machine de cisaillement classique, le point d'application de l'effort normal, centré sur l'éponte supérieure, ne correspond plus au centre géométrique de la surface active du contact. Il se développe alors, au fur et à mesure, un moment et des rotations parasites. Dans le cas de la BCR3D, le déplacement symétrique des boîtes supérieure et inférieure a pour conséquence le centrage de l'effort normal par rapport à la surface active de contact, limitant les moments et rotations parasites. D'autres méthodes, présentées dans la

partie bibliographique, permettent de pallier ce problème.

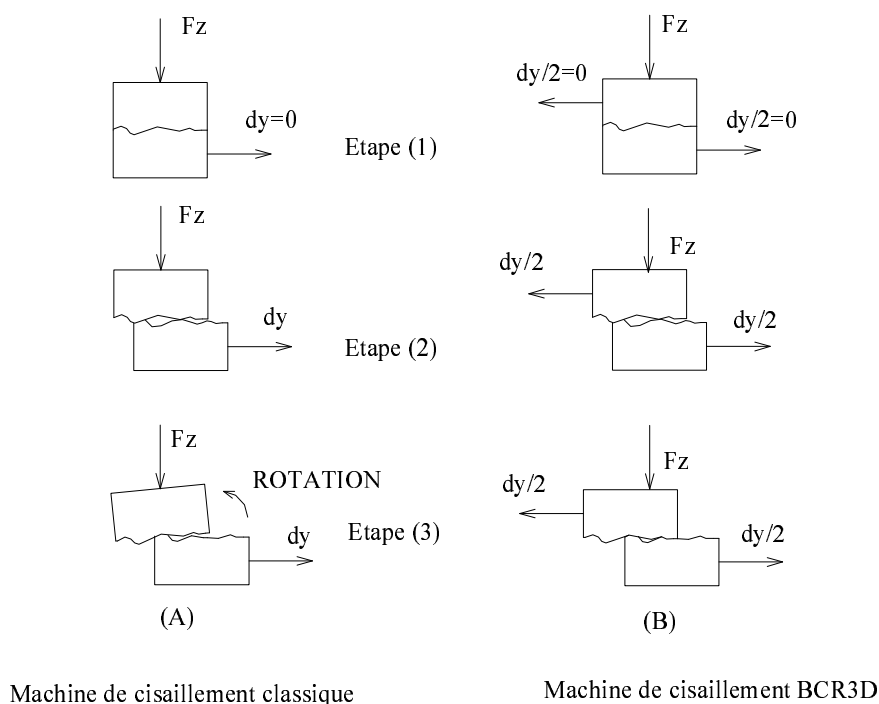


FIG. 3.3 – Représentation schématique du problème de rotation parasite d'éponte au cours d'un essai de cisaillement dans le cas d'une machine de cisaillement classique (A) et de la machine de cisaillement BCR3D (B). Etape (1) : état initial, étape (2) : cisaillement en cours, étape (3) : cisaillement important et rotation parasite de l'éponte supérieure.

Pour conclure cette présentation du dispositif mécanique de cisaillement, intéressons nous aux demi boîtes internes référencées (2) sur la figure 3.2. La figure 3.4 présente un dessin technique et une photographie des demi boîtes. On y voit notamment les éléments qui garantissent la qualité du montage : les alésages (1) permettant le passage des guides métalliques assurant le positionnement exact des demi boîtes et les taraudages (2) permettant de maintenir, à l'aide de vis, les demi boîtes serrées l'une contre l'autre. Sur la figure 3.4 (b), un test a été fait en ajoutant une plaque pour rigidifier certains montages mais le système n'a pas été retenu. Les rainures (5) sur les faces internes des boîtes empêchent le glissement de l'ensemble échantillon+mortier dans la demi boîte au cours d'une compression, en servant d'ancrage au mortier. Les échantillons peuvent être moulés dans les boîtes ou être scellés lorsqu'il ne s'agit pas de répliques mais bien d'échantillons naturels. Quoiqu'il en soit, les dimensions maximales d'échantillons sont de 110 mm \*110 mm.

L'intérêt de ces éléments est la mise en place de qualité des échantillons dans la BCR3D en maintenant des dimensions hors tout constantes et en évitant les rotations relatives des épentes d'échantillons. En outre, ces boîtes permettent d'assurer la liaison hydraulique entre l'échantillon et la BCR3D, comme nous le verrons ultérieurement, lors de la description des essais hydromécaniques.

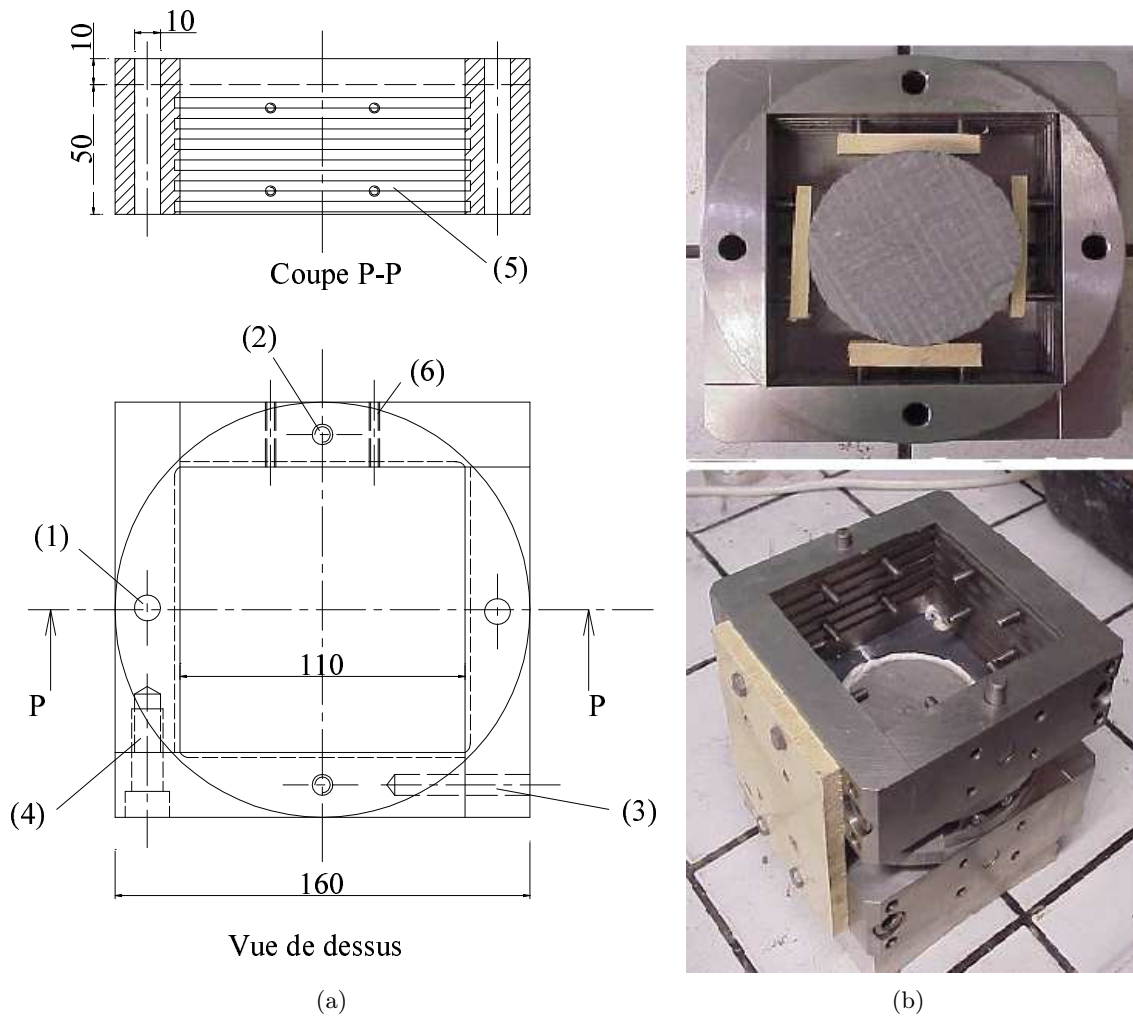


FIG. 3.4 – Boîtes internes métalliques démontables et réutilisables permettant le scellement des échantillons. (a) Dessin technique en vue de dessus et coupe d’une demi boîte inférieure. Afin de ne pas surcharger le dessin, tous les alésages et taraudages ne sont pas représentés. Ainsi, les vis de montage des boîtes (4), les vis de montage d’échantillon (6) et les pions de centrage des boîtes (3) ne sont représentés qu’une seule fois alors qu’il existe 4 ensembles par demi boîte. On repérera par ailleurs, les rainures pour maintenir le scellement (5), les alésages  $\phi$  10 mm (1) pour les guides métalliques de positionnement des demi boîtes inférieures et supérieures entre elles, les taraudages de maintien des demi boîtes (2). (b) Photographies des demi boîtes avec un échantillon d’argilite maintenu par les vis de montage (6). Les cotes sont en mm.

### 3.1.2 Performances

Les vérins électromécaniques de la BCR3D, choisis pour l’absence de jeu dans la transmission du mouvement, sont associés à des moteurs Brushless MOOG, assurant une faible inertie et un couple de 32 N.m à 2800 tr/mn. Les moteurs sont pilotés par des cartes d’asservissement MOOG 2000. Le tableau 3.1 présente les caractéristiques mécaniques des différents axes de chargement.

Caractéristiques	Axe Z Effort normal	Axe Y Cisaillement quasi statique	Axe X Cisaillement dynamique
Effort maximal [kN]	100	100	5
Contrainte maximale correspondante [MPa] (échantillon $\phi$ 63 mm)	32	32	1.6
Accélération maximale [ $mm/s^2$ ]	0.0005	0.0005	33.3
Vitesse maximale [mm/s]	1	1	1000
Course des capteurs [mm]	20	30	30

TAB. 3.1 – Caractéristiques mécaniques des différents axes de chargement de la BCR3D

### 3.1.3 Rotations relatives

Afin de valider le principe de limitation des rotations expliqué précédemment, Armand [10] a réalisé des essais de compression simple et de cisaillement. L'objectif étant d'évaluer les rotations relatives d'épentes en cours de cisaillement. Ainsi, il a mesuré le déplacement relatif normal en deux points situés sur l'axe de cisaillement et positionnés symétriquement par rapport à l'axe de chargement normal (figure 3.5).

On voit sur la figure 3.5, les évolutions de la contrainte normale en fonction des déplacements relatifs normaux (a) ainsi que l'évolution des déplacements relatifs normaux en fonction du déplacement relatif tangentiel (b). Ces courbes sont obtenues respectivement au cours d'un essai de compression simple et d'un essai de cisaillement direct à contrainte normale constante ( $\sigma_n = 5$  MPa) sur des répliques rectangulaires de joints rocheux en mortier de 4.46 cm de côté. On note une différence de 0.09 mm entre les déplacements relatifs normaux mesurés Z1 et Z2 au cours du cisaillement. Cet écart est obtenu pour  $[w] = 5$  mm et, vu l'écartement des deux capteurs (20.5 cm), cela correspond à une rotation de  $0.025^\circ$ . En réalisant des essais sur des répliques de plus grande dimension, la rotation maximale relevée est de l'ordre de  $0.14^\circ$ , ce qui reste très faible. On peut ainsi s'assurer de la qualité des essais, mécaniques et hydromécaniques, réalisés avec la BCR3D. Rappelons que Mitani et al. [65] ont réalisé des essais hydromécaniques de cisaillement à contrainte normale constante en contrôlant les rotations relatives dans un premier temps, puis en les laissant libres. Les rotations mesurées au cours de la deuxième série d'essai sont très importantes et ceci a une grande influence sur les mesures de conductivité hydraulique dans la mesure où la répartition des vides (et donc des possibilités d'écoulement) est fortement modifiée par les rotations parasites.

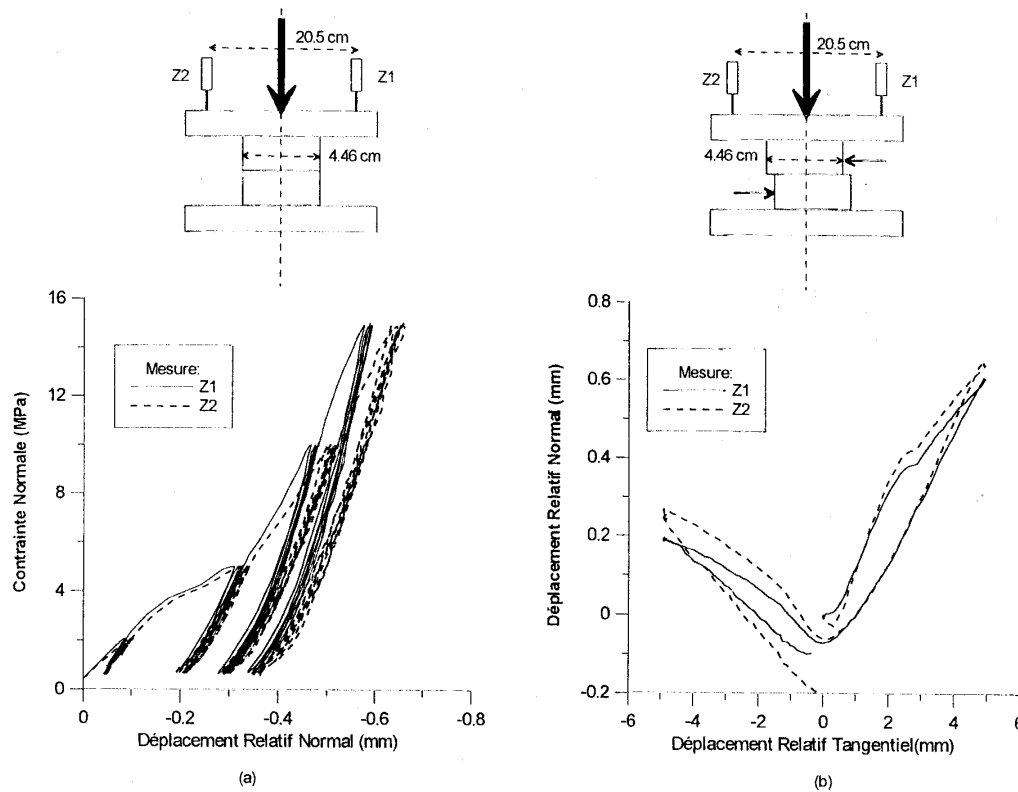


FIG. 3.5 – Déplacements relatifs normaux mesurés par les deux capteurs Z1 et Z2 placés symétriquement par rapport à l’axe d’effort normal sur l’axe de cisaillement au cours d’un essai de compression simple (a) et d’un essai de cisaillement à contrainte normale constante 5 MPa (b). Courbes (a) : déplacements relatifs normaux (Z1 et Z2) en fonction de la contrainte normale. Courbe (b) : Déplacements relatifs normaux (Z1 et Z2) en fonction du déplacement relatif tangentiel. Rotation relative maximale enregistrée :  $0.025^\circ$  pour un déplacement relatif tangentiel de 5 mm. D’après Armand [10].

### 3.1.4 Asservissement

Trois cartes MOOG 2000 permettent d’assurer l’asservissement de ce dispositif. A chaque carte est associé un axe et, par conséquent, les moteurs qui s’y trouvent. Le programme permettant d’assurer l’asservissement (i.e : définissant le type de régulation d’effort ou de déplacement nécessaire) est chargé dans les cartes par l’intermédiaire d’un ordinateur auquel elles sont reliées. Par ailleurs, le signal provenant des capteurs de force et de déplacement arrive aux cartes assurant ainsi le retour capteur nécessaire à tout asservissement. C’est ce que montre la figure 3.6. Une fois la consigne et la régulation définies, l’asservissement ne concerne plus que la carte MOOG et la BCR3D. L’ordinateur offre cependant un suivi des grandeurs d’asservissement (efforts ou déplacements).

Comme nous l’avons expliqué au cours de la partie bibliographique, différents chemins de contraintes peuvent être imposés lors des essais de cisaillement. La BCR3D, quant à elle, permet de réaliser les essais suivants :

- l’essai à force normale imposée  $F_{z0}$  aussi noté FNC. Au cours de cet essai, on mesure la valeur du capteur de force de l’axe Z (valeur  $F_z$ ) et, la consigne envoyée au moteur correspondant est



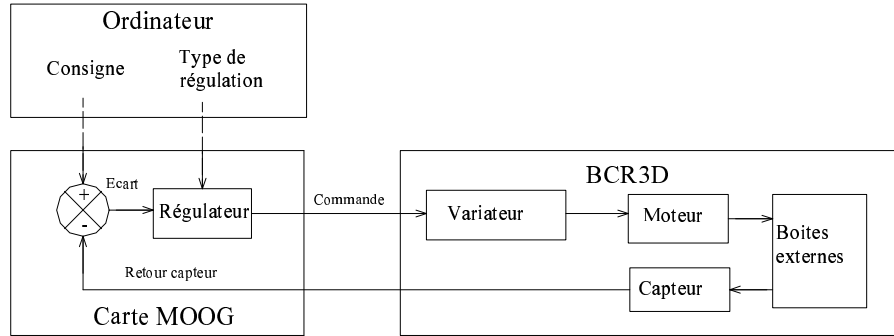


FIG. 3.6 – Schéma du principe d'asservissement d'un axe de chargement de la BCR3D géré par une carte MOOG. L'ordinateur permet de définir le type de régulation et d'imposer une consigne. La carte envoie un signal de commande au moteur. Ce signal est fonction de l'écart entre la consigne imposée par l'opérateur et le retour de capteur d'effort ou de déplacement.

telle que :

$$F_z - F_{z0} = 0$$

- l'essai à contrainte normale constante  $\sigma_{z0}$  (CNC). Au cours de cet essai, on mesure la valeur du capteur d'effort de l'axe Z (valeur  $F_z$ ) et celles des capteurs de déplacements sur l'axe de cisaillement (valeurs  $[w]$ ). On est ainsi en mesure de calculer, pour tout déplacement relatif tangentiel  $[w]$ , la surface exacte de contact, et donc d'ajuster l'effort normal, pour garder la contrainte normale constante. C'est à dire :

$$\sigma_z - \sigma_{z0} = 0$$

- l'essai à rigidité normale imposée  $k_{ext}$  (KNC). Au cours de cet essai sont mesurées les valeurs provenant des capteurs de force de l'axe Z (valeur  $F_z$ ), des capteurs de déplacements normal (valeurs  $[u]$ ) et tangentiel ( $[w]$ ). Ainsi, nous sommes en mesure de calculer la contrainte normale prenant en compte la surface réelle de contact évoluant avec le cisaillement ; puis nous pouvons imposer la consigne suivante :

$$\sigma_z - \sigma_{z0} = k_{ext} \cdot (u - u_0)$$

Ces essais ne sont réalisables qu'avec des échantillons rectangulaires car l'asservissement n'est possible qu'avec une évolution linéaire de la surface avec le déplacement relatif tangentiel  $[w]$ . Dans le cas d'un échantillon circulaire, l'aire de l'intersection des deux épontes ne varie plus linéairement et se calcule avec l'arctangente de  $[w]$ . Toutefois, pour une configuration circulaire, il est possible de réaliser un autre type d'essai :

- l'essai à volume constant (VC) ou plus exactement à déplacement relatif normal  $[u]$  constant, la valeur du capteur de déplacement relatif normal est mesurée et nous imposons :

$$[u] = [u_0]$$

C'est ce type d'essai que nous avons utilisé pour l'ensemble de ce travail de thèse.

## 3.2 Système de mesure de conductivité hydraulique

Nous avons vu dans le chapitre précédent que peu de dispositifs permettent de réaliser des essais hydromécaniques de qualité. (i.e en contrôlant la rotation des épontes). Celui développé par Mitani et al [132] maîtrise certes les rotations relatives, mais n'autorise des injections de fluide que sous 0.02 MPa. Par ailleurs, l'écoulement est soit imposé dans la direction du cisaillement, la conductivité dépendant alors de la section minimale de vides ; soit radial mais ne permettant pas d'obtenir d'informations sur les directions d'écoulement (Esaki et al. [65]). C'est pour pallier ces problèmes que le dispositif développé par Hans [89] permet d'imposer un écoulement radial sous 8 MPa de pression d'injection de fluide tout en mesurant les débits en sortie d'interface.

### 3.2.1 Description et performances

La figure 3.7 offre une vue synthétique du dispositif de mesure de conductivité hydraulique. On y voit, depuis l'amont vers l'échantillon, la réserve d'eau qui alimente la pompe volumétrique CAT, débitant 1000 gr/min de fluide et pouvant monter à 20 MPa pour cela. En sortie de pompe, est montée une soupape de sécurité permettant d'évacuer de l'eau si la pression du circuit est supérieure 20 MPa (dimensionnement du circuit à cette pression maximale). Notons que cette soupape fait également office d'amortisseur de pulsations, empêchant de retrouver les cycles de respiration de la pompe dans les mesures de pression en aval. Puis, le circuit se sépare en deux branches, une partant à l'évacuation après une première vanne de régulation que nous noterons R3, l'autre conduisant le fluide à l'échantillon.

Sur cette seconde branche, après une vanne R2, on trouve un transmetteur de pression de marque Rosemount et un débitmètre Danfoss, tous deux permettent de mesurer respectivement pression et débit du fluide allant vers l'échantillon. La pression est mesurée en amont de l'échantillon et nous prenons garde, au cours du dépouillement des essais, à considérer les éventuelles pertes de charge existant entre le transmetteur de pression et l'échantillon. Pour cela, lorsque l'échantillon est ouvert (écoulement libre possible), la pression du fluide à l'injection est égal à la pression atmosphérique qui est à comparer avec la valeur fournie par le transmetteur de pression. Ces pertes de charge sont constantes, pour notre configuration d'essai, et sont de l'ordre de 0.03 MPa.

L'eau en sortie d'échantillon est collectée par une membrane (développée dans le paragraphe 3.3) pour arriver dans des bacs posés sur des balances de précision Metler Toledo 3001 (précision au dixième de gramme avec la chaîne d'acquisition). Ce dispositif en sortie d'échantillon permet une étude de l'anisotropie ou plutôt de la directionnalité des écoulements. En effet, l'écoulement que nous imposons est quasi radial et les informations sur l'écoulement par secteurs angulaires permettent une étude de la directionnalité et/ou de l'anisotropie. La membrane conçue par Hans [89] comporte cinq secteurs à 72° et le dispositif est logiquement équipé de 5 balances de précision. Nous reprenons également ces cinq secteurs pour la conception de notre membrane même si pour les premières campagnes d'essais nous n'avons pas véritablement étudié la directionnalité de l'écoulement vu le grand nombre de paramètres auxquels nous sommes déjà confrontés.

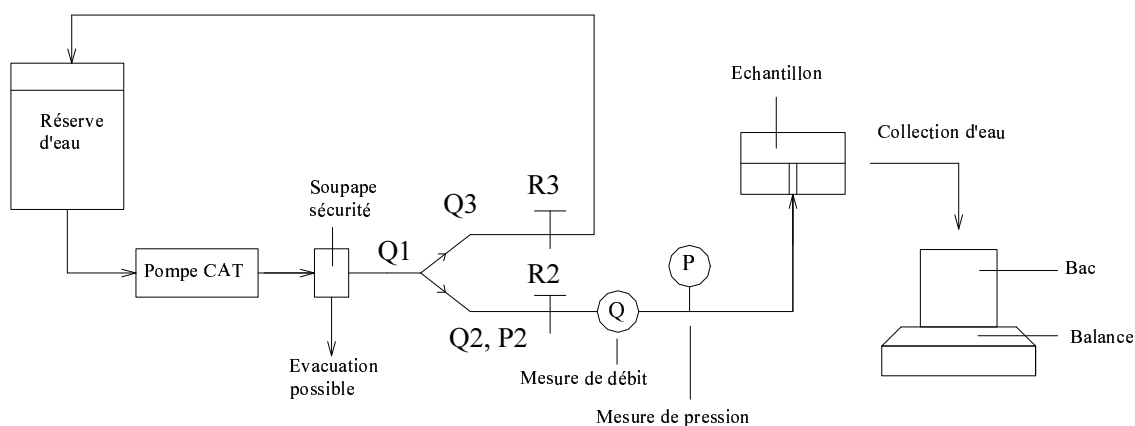


FIG. 3.7 – Schéma du système hydraulique de mesure de conductivité. La pompe permet d’envoyer le fluide dans le circuit depuis la réserve et à débit  $Q_1$  constant. Le circuit se divise par la suite en deux branches, l’une d’elles ne comporte que la vanne pointeau  $R_3$  et est reliée à l’évacuation. L’autre comporte une vanne pointeau  $R_2$ , une mesure de débit et de pression et conduit le fluide à l’échantillon. L’eau en sortie d’échantillon est amenée dans des bacs situés sur des balances de précision.

### 3.2.2 Liaison échantillon/BCR3D

Entrons ici dans le détail de la liaison entre l’échantillon scellé dans les demi boîtes métalliques présentées précédemment et la BCR3D. Cette liaison est primordiale pour les essais hydromécaniques car c’est le point faible du dispositif et sa rupture entraîne un arrêt immédiat de l’essai. La figure 3.8 présente tous les éléments de cette liaison. La vue globale permet de localiser la jonction par rapport aux demi boîtes interne (2) et externe (1). Le détail permet de visualiser plus clairement l’emboîtement de pièces assurant l’étanchéité. Le principe du montage est de placer, en premier lieu, le doigt en laiton (7) dans l’orifice de la BCR3D prévu à cet effet. Puis, sur ce doigt, vient s’emboîter la pièce filetée (4). Celle-ci est, par la suite, recouverte de mastic et l’échantillon est placé par dessus. Les joints toriques (6) assurent l’étanchéité entre les éléments (7) et (4).

En plaçant l’échantillon dans la BCR3D 12h minimum avant l’essai, nous avons pu augmenter la pression de fluide jusqu’à 8 MPa sans rupture du mastic.

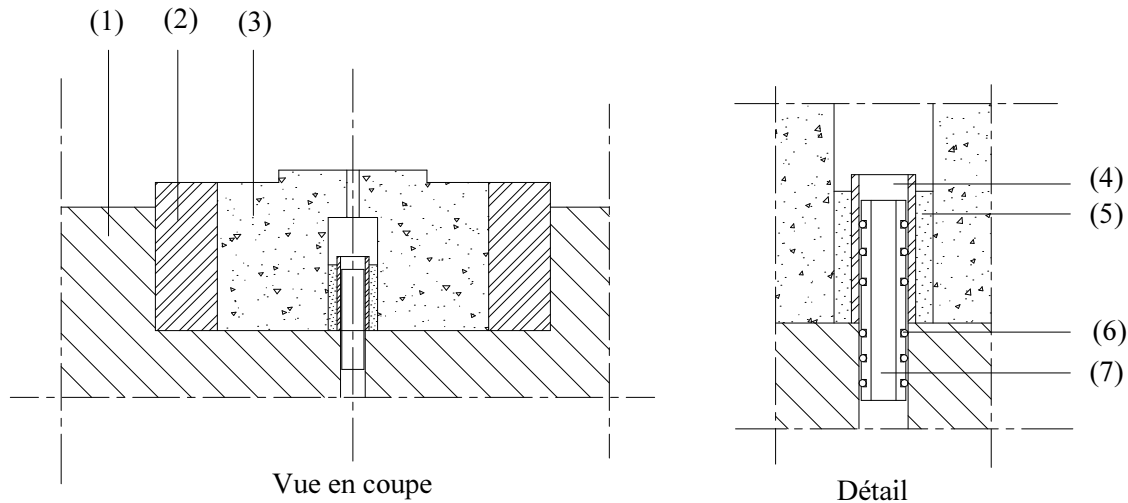


FIG. 3.8 – Liaison entre l'échantillon et la BCR3D. Vue en coupe globale. (1) : demi boîte externe, (2) demi boîte interne, (3) : échantillon moulé dans la boîte. Détail de la jonction. (4) : pièce filetée, (5) : mastic, (6) : joints toriques, (7) : doigt en laiton.

### 3.2.3 Pilotage d'un essai hydromécanique

L'objectif de ce paragraphe est de présenter les différentes régulations possibles de débits ( $Q_2$  et  $Q_3$ ) et pression ( $P_2$ ) dans les branches du circuit, et de comprendre ainsi comment nous pouvons piloter la partie hydraulique des essais hydromécaniques.

La figure 3.7 et les tableaux 3.2 et 3.3 permettent d'illustrer le pilotage hydraulique de l'essai. Trois étapes sont nécessaires en début d'essai, comme précisé dans le tableau 3.2, avant d'avoir un écoulement de fluide dans l'interface. Puis, il est possible de faire varier  $Q_2$  et  $Q_3$  en agissant sur les vannes R2 et R3 comme indiqué dans le tableau 3.3. Notons également que comprimer ou décompresser l'interface influe sur les débits. Les vannes servent à diriger le fluide dans une branche ou l'autre du circuit sachant que l'on a toujours :

$$Q_1 = Q_2 + Q_3 = 1000 \text{ gr/min}$$

Si l'on force l'écoulement vers le joint (en ouvrant R2 puis en fermant R3 quand R2 est complètement ouverte) qui est comprimé, la pression va inéluctablement augmenter dans la mesure où la pompe est volumétrique et que l'écoulement dans l'interface est difficile. En agissant sur les vannes R2 et R3, l'opérateur agit donc sur les débits et également sur la pression.

Etape	Etat de R2	Etat de R3	Q1 [gr/min]
Initiale avant écoulement	0	1	0
Mise en marche pompe avant essai	0	1	1000
Mise en place écoulement dans l'interface en essai	1	1	1000

TAB. 3.2 – Etat des vannes R2 et R3 (0 : vanne fermée, 1 : vanne ouverte) et valeur du débit Q1 constant en sortie de pompe pour les différentes étapes d'un essai hydromécanique. L'emplacement des vannes R2 et R3 dans le circuit est visible figure 3.7.

	variation de Q2	variation de Q3	Q1 [gr/min]
ouvrir R2	↗	↘	1000
fermer R2	↘	↗	1000
ouvrir R3	↘	↗	1000
fermer R3	↗	↘	1000
comprimer l'interface	↘	↗	1000
décompresser l'interface	↗	↘	1000

TAB. 3.3 – Variations des débits Q2 (dans l'interface) et Q3 (vers l'évacuation), à débit Q1 constant, en fonction des actions sur les vannes et sur l'interface. Les variations typiques présentées pour l'interface ne prennent pas en compte le phénomène d'érosion.

### 3.3 La membrane conçue pour les essais sur les interfaces Argilite Bentonite

#### 3.3.1 Exigences

La bentonite étant un matériau bien moins raide que l'argilite, de fortes déformations axiale et radiale sont observées lors de la compression et ce, même si l'argile est surconsolidée lors de la phase de préparation des échantillons. De ce fait, il est délicat de mener à bien les essais hydromécaniques car les déformations sont importantes et les courses de capteurs de déplacements sont limitées. L'eau, en outre, doit être collectée et amenée dans les balances de précision décrites précédemment. Il est donc nécessaire d'utiliser un dispositif permettant de limiter les déformations en contenant la bentonite et de collecter l'eau en périphérie de l'interface. La membrane développée par Hans [90] ne remplissant pas ces critères, nous avons conçu un nouvel élément que nous qualifierons également de membrane dans la mesure où la partie en élastomère en est une.

#### 3.3.2 Conception

La nécessité de maintenir la bentonite en conditions quasi oedométriques conduit à réaliser une membrane composite comportant une partie métallique. L'aluminium est choisi car léger, facile à usiner et non oxydable. Cette base de membrane doit être centrée sur la boîte inférieure, alésée

en son centre au diamètre 63 mm pour permettre la mise en place de la bentonite compactée. Ainsi, on remplit les conditions concernant les conditions aux limites (coupe brisée PP figure 3.9 (c)).

Comment faire évoluer cette pièce de base pour assurer la collecte d'eau ? Nous avons prévu une zone évidée en pourtour d'interface pour la sortie de l'eau ainsi que 5 canaux et orifices de raccordement des tuyaux menant aux balances (figure 3.9 (c)). La sectorisation à 72° se fait par du mastic colle ajouté sur la membrane. Notons que pour des exigences de montage, il est nécessaire de percer la membrane afin de permettre le passage des guides métalliques et des vis de serrage. De ce fait, des fuites d'eau sont possibles par ces orifices. Nous assurons alors l'étanchéité de l'ensemble en ajoutant une partie supérieure à base d'élastomère. Cette partie, visible figure 3.9, permet en outre de centrer l'éponte rocheuse. Pour améliorer la qualité de l'étanchéité de l'assemblage, nous employons de la graisse à vide Rhodorsil au niveau de chaque contact entre éléments assemblés.

Lors de la réalisation de cette membrane, outre l'usinage de l'embase métallique, une difficulté majeure a été la réalisation du moule pour couler la partie élastomère. En effet, la forme complexe de celle-ci et les exigences techniques du moulage requièrent un ensemble de pièces de grande précision.

### 3.3.3 Etalonnage et erreur commise sur la contrainte

Nous allons expliquer dans ce paragraphe pourquoi l'effort appliqué par le vérin vertical de la BCR3D n'est pas exactement celui auquel est soumis l'échantillon. La méthode suivie pour déterminer l'ensemble des efforts ainsi que les erreurs commises seront également développées ici. Afin d'expliquer au mieux notre démarche, notre explication est séparée en plusieurs étapes :

#### *Etape 1 : Constat*

En observant le dessin technique de la membrane figure 3.9, on remarque qu'il existe une double portée. En effet, un effort peut transiter de la demi boîte supérieure jusqu'à la demi boîte inférieure par deux chemins :

- boîte (1)  $\implies$  scellement  $\implies$  (3)  $\implies$  (4)  $\implies$  scellement  $\implies$  boîte (2)
- ou
- boîte (1)  $\implies$  (5)  $\implies$  (6)  $\implies$  boîte (2)

L'effort total est donc scindé en deux parties : l'effort appliqué sur la membrane et l'effort repris par l'échantillon. Dès lors, un étalonnage de la membrane est nécessaire pour déterminer ces deux composantes de l'effort normal total.

#### *Etape 2 : essais sur la membrane*

Nous avons effectué des cycles de compression sur la membrane seule afin de recueillir des informations sur son comportement mécanique et de proposer une correction d'effort adaptée. Distinguons, figure 3.10, le cycle global charge décharge et les trois cycles locaux appliqués. D'un point de vue global, nous pouvons observer un hystérésis très marqué. Cela est certainement imputable au matériau (polymère) et aux conditions aux limites (frottements sur la membrane). L'allure

de la charge, que l'on retrouve à la décharge, correspond à un raidissement de la membrane.

Concernant les cycles locaux, les deux derniers, pour lesquels l'hystérésis n'est pas très marqué, ont approximativement la même raideur que la dernière décharge. Le premier cycle local, quant à lui, est différent car moins raide et plus hystérétique. Finalement, il semble qu'aux deux chemins de charge aux raideurs différentes correspondent deux chemins de décharge différents.

### *Etape 3 : corrections possibles*

Dès lors, quels sont les moyens qui s'offrent à nous pour déterminer la part d'effort reprise par la membrane ?

- soit on établit un tableau faisant correspondre un effort normal à un déplacement relatif normal : cela ne permet pas de prendre en compte l'histoire du chargement et l'influence de l'hystérésis,
- soit on réalise, après chaque essai, un second essai sur la membrane seule suivant le même chemin de chargement que le premier essai : c'est long et fastidieux.
- la solution adoptée consiste à créer un programme qui, connaissant le déplacement relatif normal et l'histoire résumée du chargement, permet de calculer l'effort normal. Voyons ceci plus en détail.

Le comportement observé figure 3.10 est décrit en faisant l'hypothèse d'un comportement linéaire par morceaux. Cette approximation nous permet de définir un ensemble de droites d'équation du type  $F_z = a \cdot d_z + b$  dont les coefficients a et b sont récapitulés dans le tableau 3.4. Il est alors possible d'obtenir le comportement mécanique visible figure 3.11.

Droites	D1	D2	D3	D4	D5
Coefficient a	-1.78	-0.93	-4	-6	-26
Coefficient b	0	-0.45		-7.2	

TAB. 3.4 – Coefficients a et b des équations des droites permettant de décrire le comportement mécanique de la membrane en compression simple cyclique. Coefficients donnés pour  $d_z$  en mm et  $F_z$  en kN.

Nous considérons trois parties linéaires affines ou fixes D1, D2 et D4 pour la charge et la toute fin de décharge auxquelles s'ajoutent deux parties linéaires non affines (D3 et D5) permettant de décrire l'hystérésis de décharge. Les droites D3 et D5 sont représentées arbitrairement figure 3.11 afin de mieux comprendre la base du programme de correction de contrainte. Comment exploiter cette linéarisation du comportement pour déterminer l'effort repris par la membrane ? le principe est le suivant :

- lorsque l'on charge l'échantillon, on parcourt D1 tant que  $|d_z| \leq 1.7$  mm puis on passe sur D4 (figure 3.12 (a)).
- la décharge depuis D1 se fait sur D3 tandis que celle depuis D4 se fait sur D5. On rejoint alors D2 (figures 3.12 (b) et (c)) sur laquelle se trouvera le point de départ de la recharge suivante.
- Pour des raisons de convergence, la recharge citée précédemment, suit D3 (resp. D5) si on a, au départ,  $|d_z| \leq 1.3$  mm (resp.  $|d_z| > 1.3$  mm) (figure 3.12 (d)). Cette valeur de  $|d_z|$  est la valeur de transition représentée figure 3.12 correspondant à l'intersection de D2 et de D3 passant par l'intersection de D1 et D4. Remarquons, en effet, qu'une recharge depuis  $|d_z| > 1.3$  mm sur D3 ne recoupera jamais D4.

Dès lors, ce principe permet de calculer l'effort appliqué sur la membrane suivant l'histoire du chargement (charge ou décharge, première ou  $n^{ième}$ ) et la valeur de déplacement relatif normal.

#### Etape 4 : Vérifications

Afin de s'assurer de la validité du calcul, nous avons corrigé l'effort normal mesuré lors d'essais en compression cyclique sur la membrane seule. Par ailleurs, ceci a été fait en début et en fin de campagne afin de détecter une éventuelle dérive du comportement de la membrane avec le temps et les sollicitations mécaniques. Sur la figure 3.13 figurent les courbes expérimentales "Effort normal mesuré - déplacement relatif normal" en début (courbe a) et fin (courbe b) de campagne ainsi que l'effort repris par la membrane (calculé selon notre méthode). En effet, puisque la membrane est seule à être sollicitée, l'effort mesuré est exactement celui repris par la membrane.

#### Etape 5 : erreur commise sur les résultats

Nous pouvons toutefois noter un écart entre la valeur mesurée lors de l'essai et l'effort calculé avec la linéarisation. Cet écart sera source d'erreur sur la contrainte et nous allons le quantifier. Pour cela, considérons l'écart en fonction du déplacement relatif normal et fixons des valeurs enveloppes (données dans le tableau 3.5) en utilisant la figure 3.14.

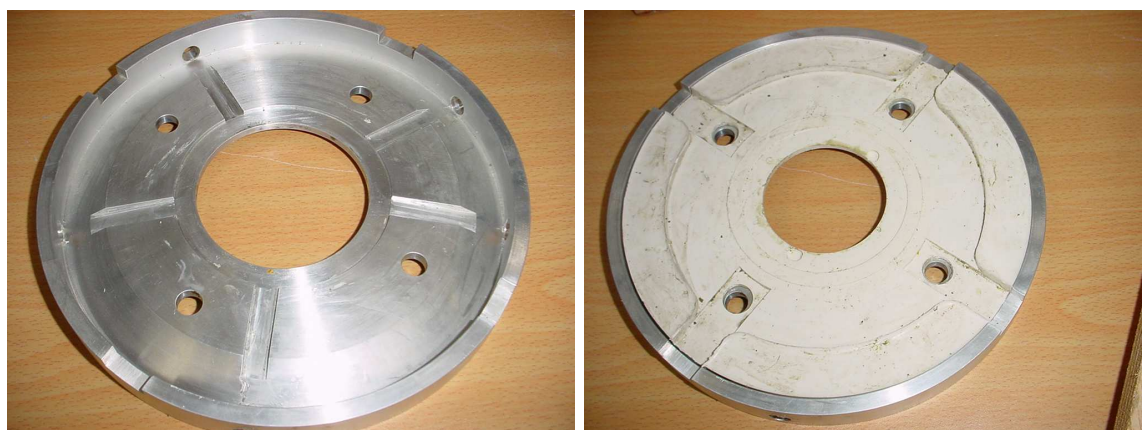
Enveloppe [kN]	Début de campagne			Fin de campagne			
	0.3	0.45	0.8	0.5	0.7	1.5	2.2
$d_z$ de	0	-0.9	-1.7	0	-1.2	-1.6	-2
à [mm]	-0.9	-1.7	-4	-1.2	-1.6	-2	-4

TAB. 3.5 – Valeurs enveloppes de l'écart entre l'effort mesuré et l'effort calculé. Ces valeurs sont déterminées d'après la figure 3.14.

Nous disposons désormais d'une valeur  $\Delta F_z$  pour chaque déplacement relatif normal. Que choisir comme valeur de  $F_z$  pour terminer ce calcul d'erreur (i.e :  $\Delta F_z / F_z$ ) ? De même que pour l'écart, considérons les réponses mécaniques les plus défavorables. C'est à dire, dans une plage de  $d_z$  correspondant à une valeur enveloppe, la réponse mécanique ayant la plus faible gamme d'effort normal. L'essai 2BR60 est conduit à la plus forte valeur d'erreur représentée figure 3.15.

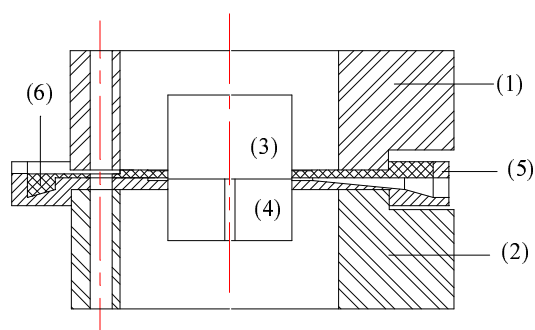
En conclusion, le majorant de l'erreur est de l'ordre de 12% sauf à 1 MPa où on atteint 16%. Par ailleurs, l'erreur est plus importante en fin de campagne qu'en début, ce qui est normal dans le sens où la membrane subit un ensemble de compressions qui peuvent affecter les propriétés du polymère. Nous considérerons que l'erreur est acceptable et nous proposerons, par la suite, une modification du dispositif afin d'éviter de se retrouver dans la configuration où tout l'effort ne transite pas par l'échantillon.



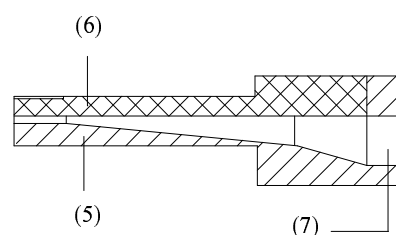


(a)

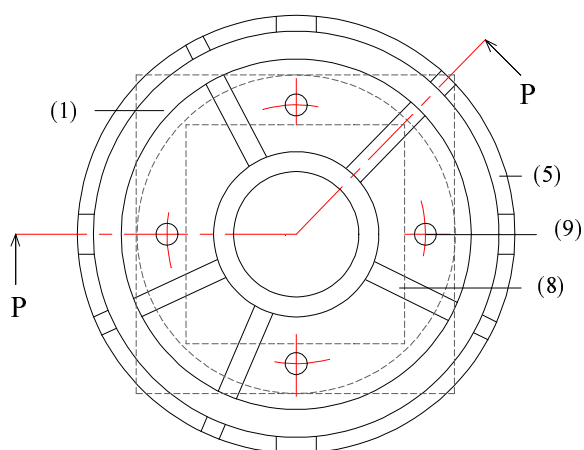
(b)



Coupe brisée P-P



Détail de la membrane



Vue de dessus de la membrane aluminium

(c)

FIG. 3.9 – Membrane composite aluminium et élastomère conçue pour la campagne d'essais sur les interfaces argilite bentonite. (a) Photographie de la partie aluminium. (b) Photographie de l'ensemble. (c) Dessin technique de la membrane. (1),(2) : demi boîtes métalliques. (3) et (4) : parties supérieures et inférieures de l'échantillon. (5) : partie aluminium de la membrane. (6) : partie élastomère de la membrane. (7) : sortie de collection d'eau. (8) : canal de collection d'eau. (9) : alésages de guidage et taraudages pour des vis d'assemblages.

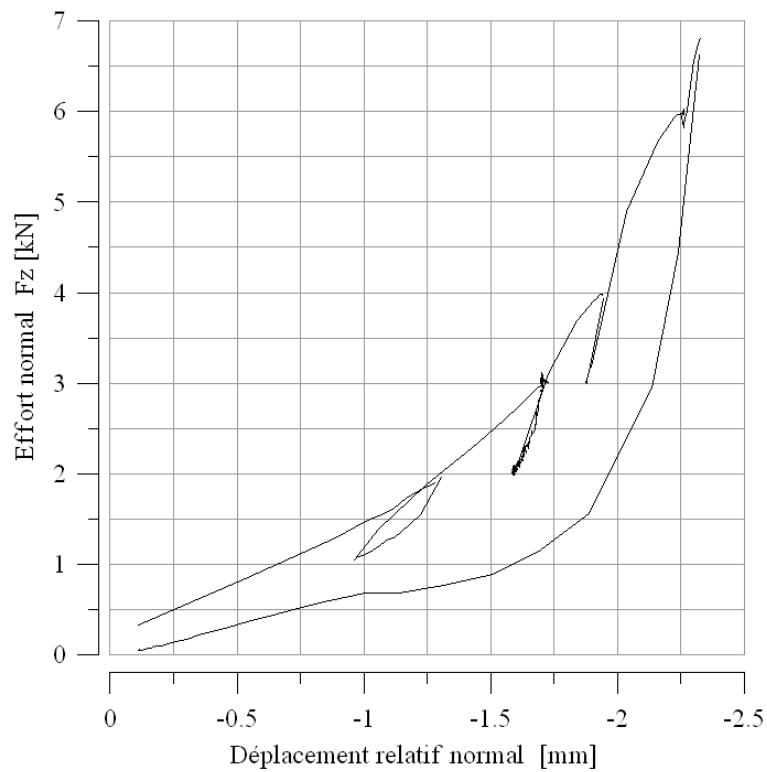


FIG. 3.10 – Evolution de l'effort normal en fonction du déplacement relatif normal pour la membrane seule en début de campagne d'essais.

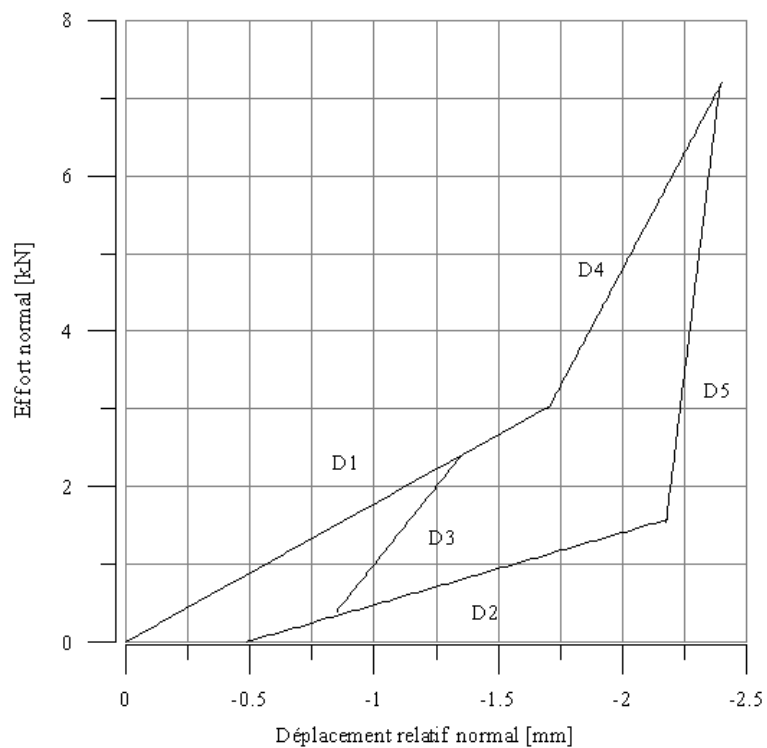


FIG. 3.11 – Linéarisation du comportement mécanique de la membrane observé figure 3.10 en utilisant les droites D1 à D5.

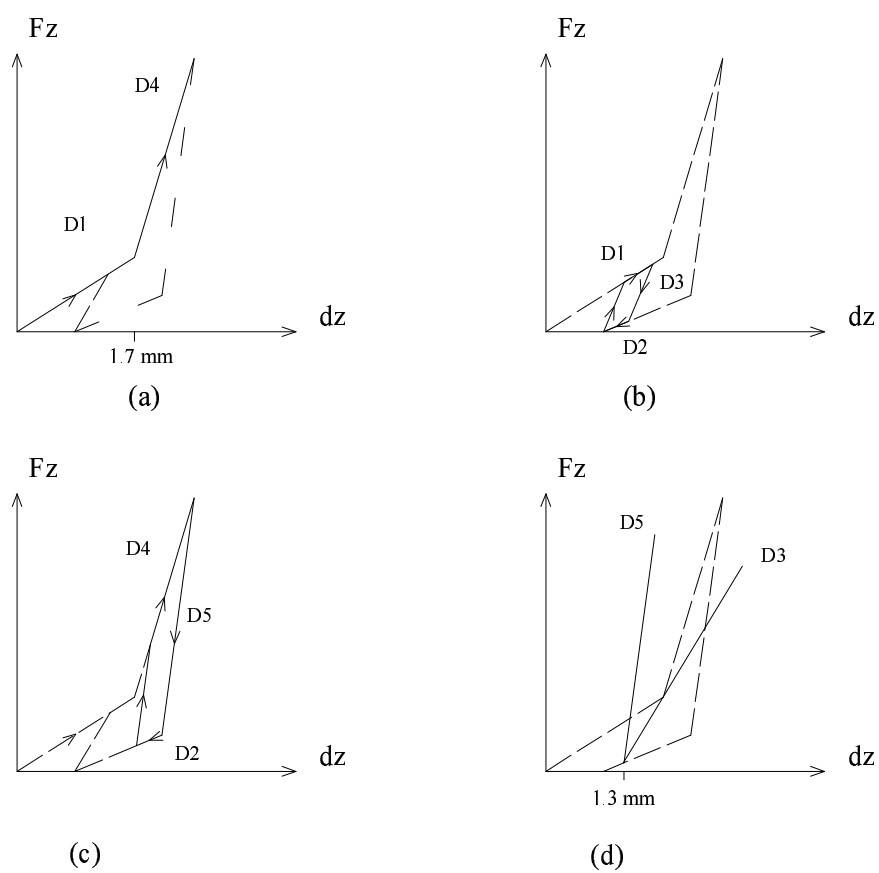


FIG. 3.12 – Principe de détermination de l'effort en fonction du déplacement relatif normal et de l'historique du chargement. (a) première charge. (b) décharge depuis D1. (c) Décharge depuis D4. (d) Mise en évidence de la valeur de déplacement relatif normal en deçà de laquelle on recharge suivant D3.

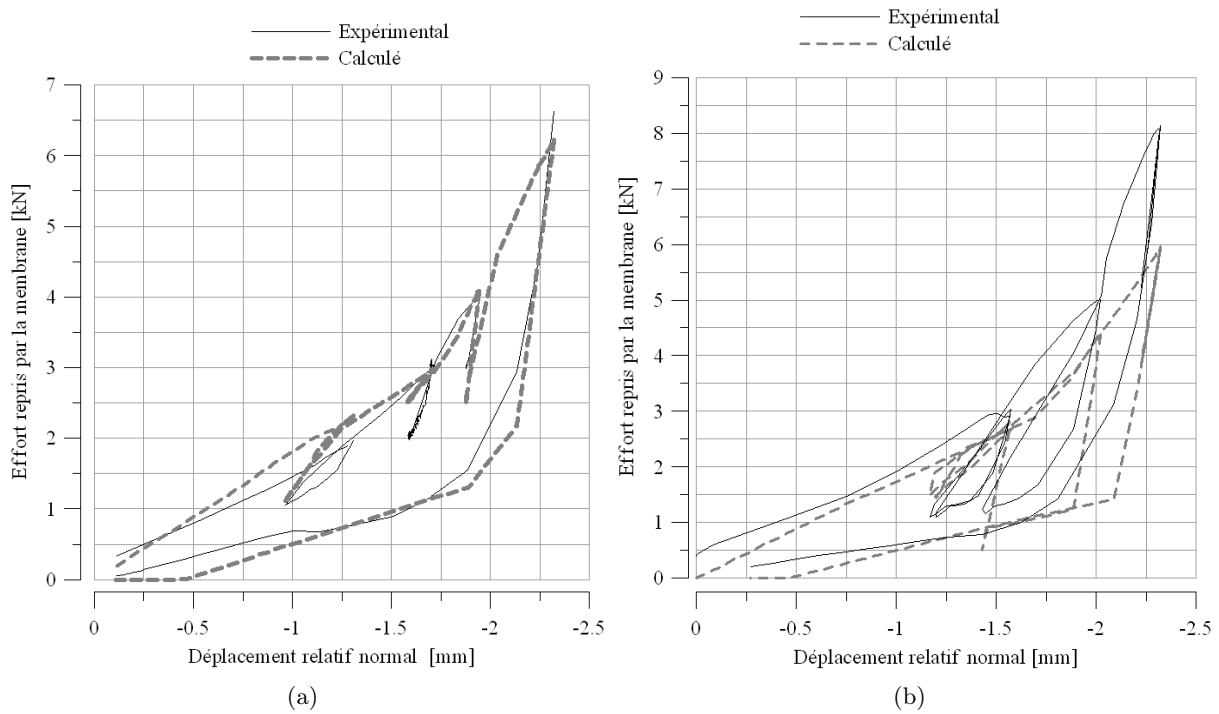


FIG. 3.13 – Etalonnage de la membrane : efforts repris par la membrane en fonction du déplacement relatif normal. (a) En début de campagne. (b) En fin de campagne.

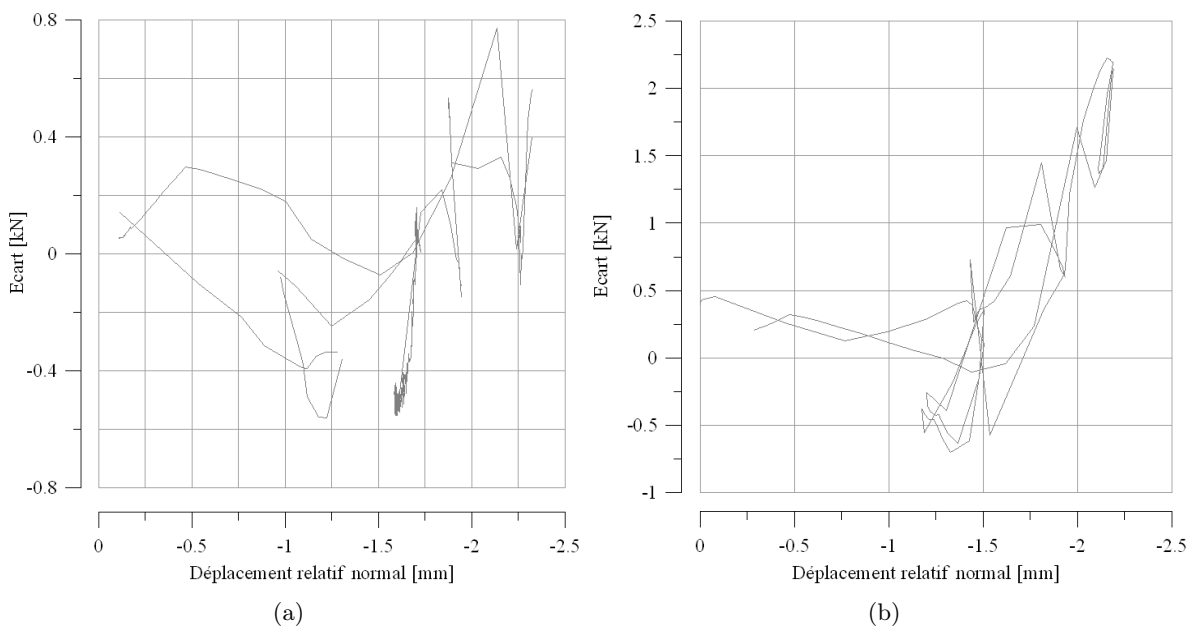


FIG. 3.14 – Ecart entre efforts normaux mesurés et calculés en valeur algébrique en fonction du déplacement relatif normal. (a) En début de campagne. (b) En fin de campagne.

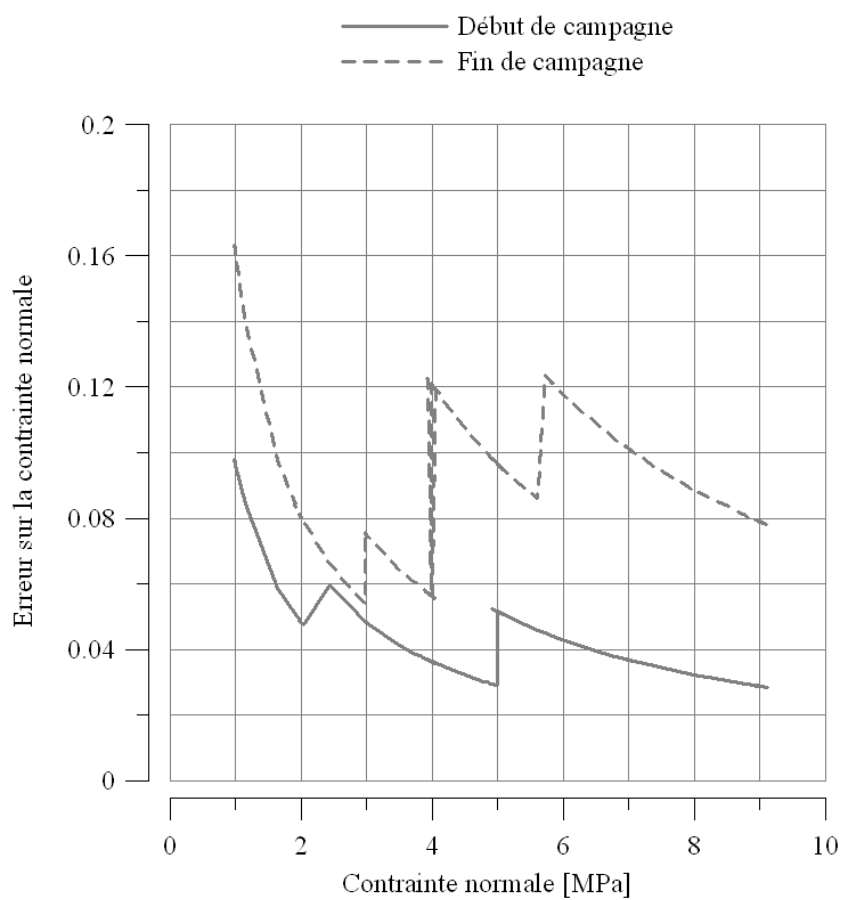


FIG. 3.15 – Valeur maximale de l’erreur sur la contrainte en fonction de la contrainte normale en début et fin de campagne d’essais. En trait plein : erreur en début de campagne. En pointillés : erreur en fin de campagne.

## 3.4 Dispositif laser Calvin

### 3.4.1 Description

Nous avons vu dans les chapitres précédents qu'il existe quelques dispositifs de mesure de morphologie d'épentes de joints rocheux et que les procédés utilisant une technique de mesure de distance sans contact étaient efficaces (Grasselli et al. [85], Hans et al. [89], Fardin et al. [67]). Parmi tous ces dispositifs, rares sont ceux qui permettent une mesure d'épente lorsque l'échantillon est encore en place dans le dispositif de cisaillement. Hans [89] a pu, grâce au dispositif laser que nous allons présenter, relever les morphologies d'épentes au cours d'étapes de cisaillement et a pu reconstituer l'espace des vides dans le joint rocheux. C'est tout l'intérêt de ce dispositif "CalVIN" conçu par Armand [10] et développé par Hans [89].

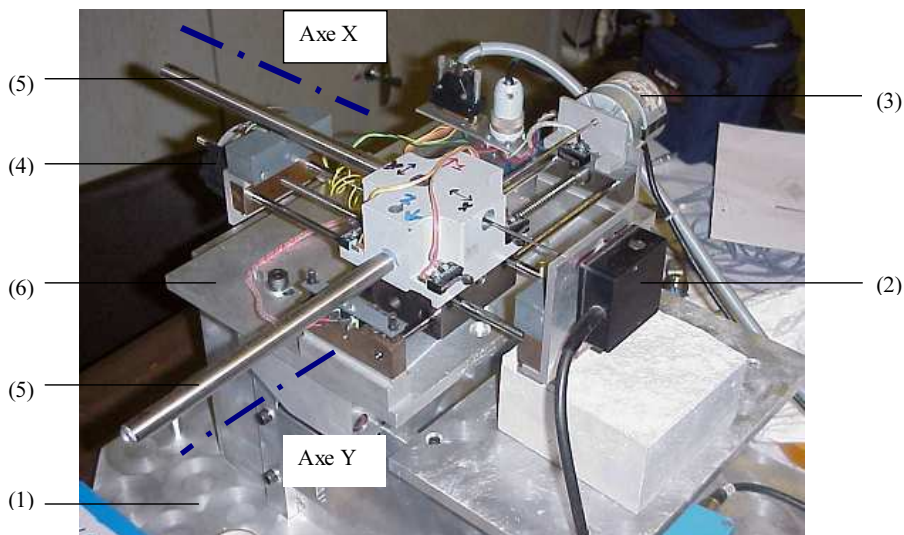


FIG. 3.16 – Photographie du dispositif CaLVIN sur son socle de rangement (1) en cours de mesure de morphologie d'épente rocheuse. (2) : Capteur laser Bullier M5L. (3) Moteur pas à pas de l'axe Y. (4) : Moteur à courant continu de l'axe X. (5) Capteurs de déplacement LVDT Sensorex. (6) Equerre métallique amovible.

La figure 3.16 en présente une vue, alors monté sur son socle de rangement (1). On y voit le capteur laser proprement dit (2), capteur de mesure Bullier M5L, monté sur deux axes orthogonaux permettant des déplacements parallèles au plan moyen du joint. Ces deux axes sont motorisés par des moteurs pas à pas sur l'axe Y (3) et à courant continu sur l'axe X (4). Afin de suivre les déplacements et de connaître la position de la tête laser, deux capteurs de déplacement LVDT de marque Sensorex (5) sont montés sur ces mêmes axes. Les deux LVDT ayant chacun une course de 10 cm, nous pouvons scanner une surface de  $100 \text{ cm}^2$ . Tout cet ensemble est monté sur une équerre métallique (6) constituant ainsi la base de "CaLVIN" et pouvant être déplacé et fixé dans la BCR3D pour relever des morphologies d'épentes encore en place dans le dispositif de cisaillement.

En ce qui concerne la méthode de mesure de la morphologie, il s'agit d'un relevé par profils orientés suivant l'axe X et décalés d'incrément de déplacement suivant l'axe Y (figure 3.17). Durant le déplacement du capteur, les LVDT renvoient les positions X et Y (en réalité des tensions transformées pour obtenir des déplacements), tandis que le capteur mesure une altitude Z. Le capteur laser doit être positionné à 45 mm de la surface à mesurer (distance de travail

de ce modèle de capteur) et a une gamme de mesure de  $\pm 5$  mm autour de cette distance de travail. On obtient ainsi un fichier de coordonnées (X,Y,Z). Le nombre de profils et de points de mesure par profils est réglé en fonction de la surface et de la précision souhaitée. Précisons finalement que le pilotage comme l'acquisition sont réalisés à partir d'un ordinateur et grâce au logiciel LAbWindows-CVI.

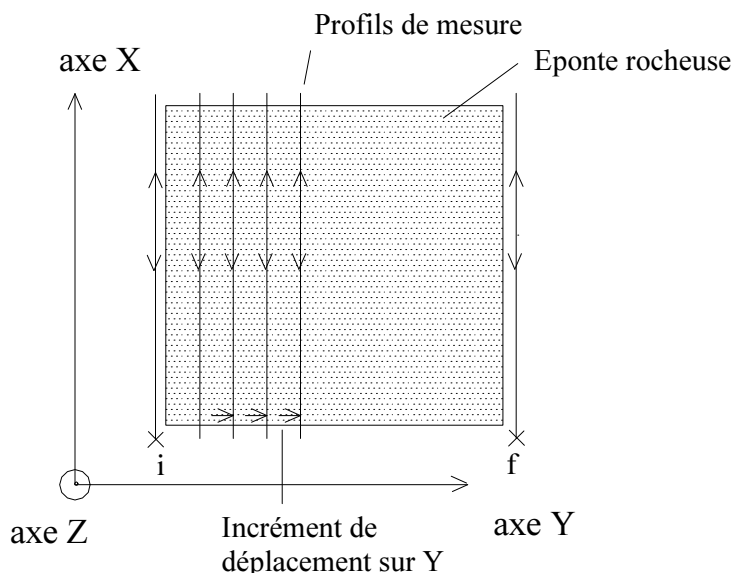


FIG. 3.17 – Méthode de mesure de morphologie d'éponte. Profils réalisés suivant l'axe X et décalés sur l'axe Y. i : point initial de la mesure, f : point final de la mesure.

### 3.4.2 Précision

Des essais ont été menés pour déterminer la précision de CaLVIN en intégrant les pertes de précision sur l'ensemble de la chaîne d'acquisition. Il ressort de ces essais que la précision de mesure est :

- 1 centième de millimètre pour les axes X et Y.
- 2 centièmes de millimètre pour l'altitude Z.

Précisons également que "CaLVIN" est étalonné pour pouvoir scanner différents matériaux (Tapan [178]). En effet, la réflexion du laser change d'un matériau à l'autre modifiant le voltage mesuré et donc l'altitude. Ce problème est particulièrement pertinent pour des matériaux hétérogènes (béton dont on voit les granulats, par exemple). La solution adoptée est l'emploi d'une peinture vaporisée sur la surface, en prenant soin de ne pas modifier de façon excessive l'état de surface.

## 3.5 Mesures et acquisition

Ce paragraphe a pour objectif de présenter l'ensemble des capteurs du dispositif, les connections réalisées et les éléments participant à la chaîne d'acquisition (conditionneurs, borniers, etc...).

Ceci permettra également de présenter un schéma synoptique de la BCR3D. Finalement, nous présenterons succinctement l'acquisition des données.

En ce qui concerne la partie purement mécanique, chaque vérin est équipé d'un capteur de force et d'un capteur de déplacement. Le vérin appliquant l'effort normal est équipé d'un deuxième capteur de déplacement afin de mesurer d'éventuelles rotations relatives d'épentes. Pour la partie hydraulique, outre le transmetteur de pression Rosemount et le débitmètre Danfoss, cinq balances sont utilisées pour la mesure des débits sortant de l'interface. Rappelons qu'une partition en cinq secteurs à  $72^\circ$  permet d'étudier l'anisotropie de l'écoulement. Les capteurs de pression et de débit sont reliés à l'acquisition mais également à des afficheurs (afficheur convertisseur Danfoss Mass 3000 pour le débit et afficheur Honeywell pour la pression) permettant la lecture des valeurs pendant l'essai. Le relevé de température se fait manuellement par un thermomètre à alcool. Finalement, 3 capteurs constituent la base de CaLVIN : la tête laser Bullier et deux capteurs de déplacement LVDT. L'ensemble est récapitulé dans le tableau 3.6.

	Quantité mesurée	Capteur utilisé	Capacité de mesure
Partie mécanique	Effort	de force TEM F522 TC	100 kN
	Déplacement	LVDT Sensorex	X et Y : 30 mm Z : 20 et 5 mm
Partie hydraulique	Débit	Débitmètre Danfoss Mass 2100	1-52000 kg/h
	Pression	Transmetteur Rosemount 1151	0-21 MPa
	Masses cumulées	Balances Metler Toledo	3 kg
	Température	Thermomètre à alcool	40°C
Partie morphologique	Déplacements	LVDT Sensorex	100 mm (X et Y)
	Altitude	Laser BULLIER M5L	10 mm (Z)

TAB. 3.6 – Ensemble des quantités mesurées et de capteurs disponibles sur le dispositif BCR3D au complet.

Voyons maintenant comment sont connectés ces capteurs. La figure 3.18 montre l'ensemble de la connectique de la BCR3D. On y voit les différentes données mesurées relatives à la mécanique, à l'hydraulique et à la morphologie puis les conditionneurs permettant la mise en forme du signal de certains capteurs et enfin les éléments de pilotage ou d'acquisition.

Concernant la partie pilotage, il existe un échange de données entre l'ordinateur de pilotage et les cartes MOOG pour le suivi de l'asservissement matérialisé par une flèche à double sens. Par ailleurs, le signal provenant des capteurs repart vers les variateurs des moteurs pour la commande de l'asservissement, ce que nous avons vu figure 3.6. Les connections en sortie de variateurs ne sont pas représentées ici. Notons que les capteurs de la partie mécaniques sont reliés aux cartes MOOG et à l'acquisition tandis que les autres capteurs ne sont reliés qu'à l'acquisition. Au final, 21 mesures utilisent 42 voies des 64 disponibles sur le bornier d'acquisition :

- Efforts sur la direction Y :  $F_{y1}, F_{y2}$ ,
- Efforts sur la direction X :  $F_{x1}, F_{x2}$ ,
- Efforts sur la direction Z :  $F_z$ ,
- Déplacements sur la direction Y :  $d_{y1}, d_{y2}$ ,
- Déplacements sur la direction X :  $d_{x1}, d_{x2}$ ,
- Déplacements sur la direction Z :  $d_{z1}, d_{z2}$ ,
- Débit d'eau injecté dans le joint Q,
- Pression d'eau injectée à l'entrée du joint P,
- Masses d'eau cumulées dans les cinq secteurs en sortie de joint :  $m_1$  à  $m_5$ ,



- Déplacements relatifs à la morphologie sur X et Y :  $x_{morpho}$  et  $y_{morpho}$ ,
- Altitude de la morphologie sur Z :  $z_{morpho}$ .

L'acquisition des mesures est réalisée sur un ordinateur PENTIUM III équipé d'une carte National Instrument de type PCI 6031E, à 64 voies analogiques, installée pour des mesures différentielles offrant une meilleure précision. Le logiciel LabWindows-CVI permet la lecture des différentes voies à l'écran et l'écriture des données sur le disque dur. L'acquisition se fait à la fréquence de 200 Hz (une lecture toute les 5 millisecondes). Les valeurs brutes enregistrées sont par la suite traitées à l'aide d'un programme fortran, transformant les voltages en valeurs physiques par le biais des coefficients d'étalonnage puis calculant les différents éléments pertinents pour notre étude (contraintes, transmissivité, etc...).

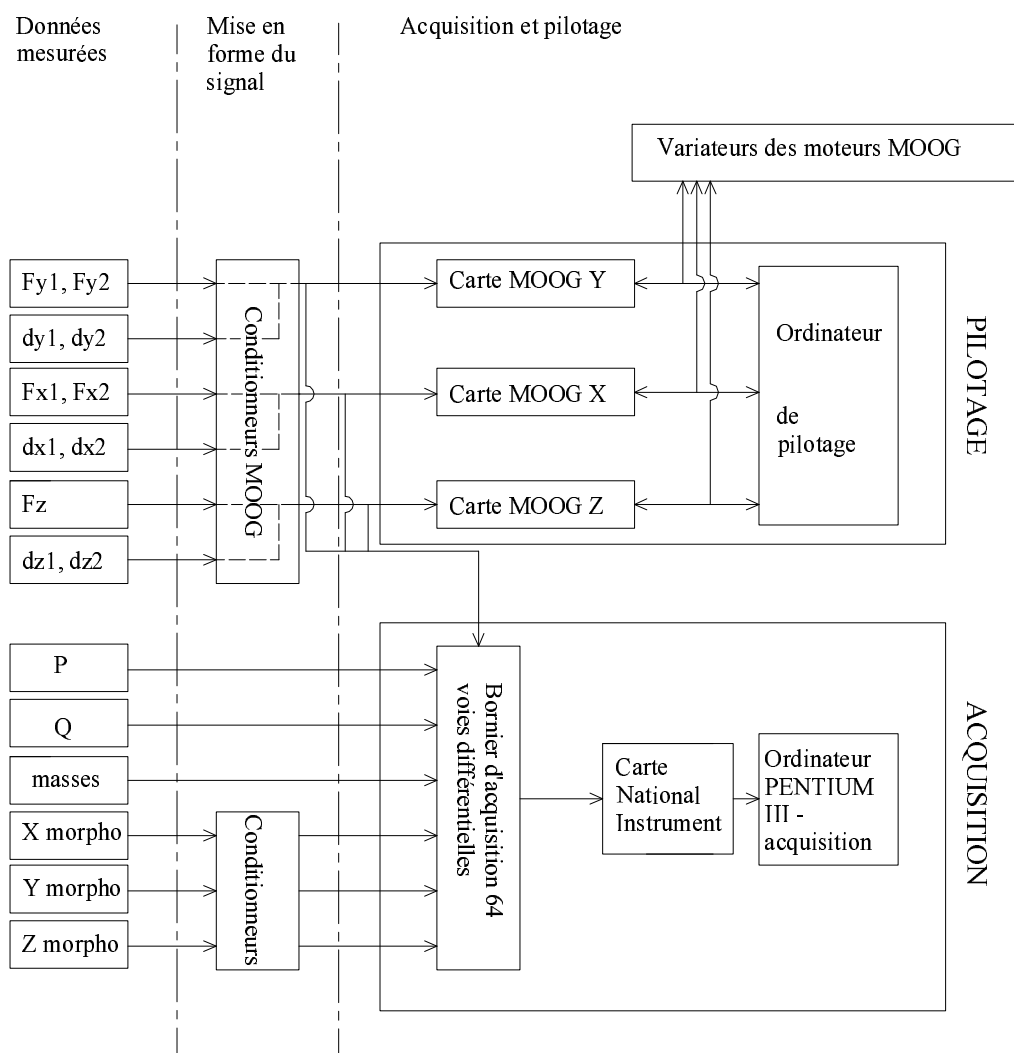


FIG. 3.18 – Schéma synoptique de l'ensemble des données mesurées et des connexions permettant l'acquisition des données et le pilotage des moteurs. Les connexions aux moteurs en sortie des variateurs ne sont pas représentées.

### 3.6 Conclusions sur le dispositif expérimental

Nous avons mis en évidence, dans ce paragraphe, les différentes possibilités qu'offre la BCR3D équipée du système de mesure de conductivité hydraulique et du dispositif "CaLVIN". Le dispositif de cisaillement tel qu'il a été conçu permet de réaliser des essais de qualité en maîtrisant les rotations relatives d'épentes. Si ce point est important en mécanique, il l'est encore plus en hydromécanique où une rotation d'épente perturbe la répartition des vides et fausse l'écoulement. Le dispositif de mesure de conductivité hydraulique associé à la BCR3D permet d'injecter de fortes pressions de fluide (jusqu'à 8 MPa) ce qui autorise des mesures de transmissivité très faible. Le découpage de la membrane en cinq secteurs a pour but l'étude de la directionnalité de l'écoulement à l'échelle macro. Hans [89] a pu montrer ainsi l'influence du cisaillement sur la directionnalité de l'écoulement. En ce qui nous concerne, c'est une piste que nous avons peu étudiée essentiellement de par la géométrie des interfaces, nous le verrons par la suite plus en détail. Nous n'excluons toutefois pas d'approfondir nos recherches dans cette direction. "CaLVIN", le dernier composant de ce dispositif, permet des mesures de morphologie d'épentes encore en place dans le dispositif de cisaillement. En outre, la connaissance de morphologie des épentes haute et basse permet d'accéder aux vides de l'interface (Hans [89]). Le contact particulier que nous étudions ne requiert pas une étude morphologique en place mais cela fait partie des perspectives de travail.

Le chapitre suivant est dédié aux procédures et aux protocoles expérimentaux. Nous y présenterons les matériaux utilisés, le mode de préparation des échantillons, la conduite des essais et d'autres éléments relatifs aux campagnes d'essais effectuées.



---

## Procédures et protocoles expérimentaux

---

Les campagnes d'essais ont eu pour objectif d'étudier d'un point de vue qualitatif aussi bien que quantitatif, les réponses des matériaux testés aux sollicitations hydromécaniques. Ces matériaux sont des mélanges récurrents de la problématique du stockage de déchets (Santucci de Magistris et al [166], Chapuis [38], Dixon et al [60], Chijimatsu et al [41] Koch [104], Mata et al [126], Sjoblom et al [171]) Nous ferons le point, dans ce chapitre, sur la logique de chaque campagne en exposant les paramètres, objectifs et conclusions propres à chacune. Ainsi, nous disposerons de l'ensemble des éléments pour comprendre comment s'est articulé notre travail de recherche. Il est également important de présenter les protocoles de préparation d'échantillons ainsi que le protocole d'essai afin d'être en mesure de commenter pertinemment les résultats expérimentaux. Finalement, nous présentons dans ce chapitre le moyen choisi pour exprimer les résultats expérimentaux, en vue de les exploiter, depuis les hypothèses de base jusqu'à la modélisation finale.

### 4.1 Structure de ce chapitre

Dans un souci de clarté des explications, nous souhaitons synthétiser ici la structure du chapitre afin que le lecteur puisse avoir un aperçu global des thèmes qui seront abordés. Voici donc un exposé sommaire de ce qui va suivre :

#### **Programme expérimental**

Nous exposerons, au cours de ce paragraphe, l'ensemble des essais qui ont été réalisés ainsi que, pour chaque type d'essai, les paramètres étudiés et les objectifs que nous souhaitons atteindre.

les essais sur des interfaces argilite mortier,  
les essais préliminaires,  
les essais de compression pure hydromécanique sur des interfaces argilite bentonite,  
les essais de cisaillement mécanique et hydromécanique.

Un tableau récapitulatif de l'ensemble des essais suivra en synthèse de cette partie.

### **Préparation des échantillons**

Nous présenterons les matériaux utilisés et expliquerons les divers protocoles de préparation d'échantillons à savoir :

les échantillons argilite mortier,  
les carottes de mélanges BS, BR et BC,  
les échantillons argilite bentonite.

Puis nous définirons clairement les protocoles d'essais afin de analyser de façon pertinente les résultats expérimentaux qui seront proposés dans les parties suivantes.

### **Expression des résultats**

Ce paragraphe nous permettra d'exposer les calculs permettant de traiter les données enregistrées au cours des essais et de spécifier les hypothèses formulées. Dès lors, nous serons en mesure de présenter les résultats obtenus pour chaque type d'essai.

## **4.2 Programme expérimental**

L'ensemble de ce travail de thèse concerne le contact entre matériaux susceptibles d'être mis en oeuvre sur des sites de stockage de déchets nucléaires. En ce sens, nous avons étudié différents contacts. C'est ainsi qu'après avoir présenté la campagne sur l'interface argilite mortier, nous présenterons l'ensemble des essais réalisés pour comprendre le comportement hydromécanique d'une interface argilite bentonite. Nous verrons aussi qu'avant de réaliser tout test hydromécanique sur des interfaces argilite bentonite, il est nécessaire de connaître les propriétés des différents mélanges pour d'anticiper les interactions possibles. Cette démarche de caractérisation sera présentée avant les campagnes dédiées aux études d'interface proprement dites. Nous verrons, qu'assez classiquement, ce travail a été abordé en appliquant deux types de sollicitations mécaniques : la compression et le cisaillement. En effet, la compression pure permet d'obtenir les premiers résultats à travers des essais relativement "faciles" à réaliser. Les conclusions tirées de cette campagne permettent d'affiner la démarche expérimentale et d'adapter le dispositif pour une sollicitation sensiblement plus complexe à mettre en oeuvre : le cisaillement.

### **4.2.1 Essais sur une interface argilite mortier**

#### **4.2.1.1 Objectifs**

La première campagne réalisée concerne une interface Argilite Mortier censée représenter une interface Argilite Béton. En effet, vu la taille de l'échantillon de laboratoire ( $100 \times 100 \times 60 \text{ mm}^3$ ), nous avons choisi de travailler avec un mortier, plutôt qu'avec un béton comportant des granulats de l'ordre de 10 mm de diamètre. Dans la littérature, la plupart des interfaces roche béton étudiées sont des répliques. C'est à dire que la roche mise en oeuvre est une réplique de béton ou une roche artificielle (Kodikara et al. [105], Johnston et al. [98]). Nous souhaitons, au cours de cette étude, situer nos résultats par rapport au comportement hydromécanique en compression pure d'un joint rocheux (Hans et al [90], Lee et al [112]) et mettre en lumière

l'influence éventuelle des paramètres des deux épontes et de l'historique du contact. Ces essais seront notés AM pour Argilite Mortier.

#### 4.2.1.2 Paramètres étudiés et programme d'essais

La figure 4.1 donne un aperçu des paramètres intervenant dans notre étude. Considérons un massif rocheux, ayant une certaine direction de stratification, dans lequel une galerie est creusée. Considérons de plus, du béton coulé en place au contact de la roche (élément de structure ou autre, peu importe). Le béton effectue lors de sa prise un retrait volumique inéluctable, lequel peut engendrer une décompression de l'interface voire son ouverture (Didry et al. [58]). Au cours du temps, la convergence de la galerie tendra à refermer l'interface. Toutefois, selon que l'on considère le pied (zone 3), la voûte (zone 1) ou le piedroit (zone 2) de la structure béton, la fermeture ne se déroule pas de la même façon. En effet, si le contact en pied ne s'ouvre pas, celui en tête s'ouvre et devrait se refermer sans rejet majeur (deux points en contact en situation initiale se retrouvent de nouveau en vis à vis une fois le contact refermé). En zone de piedroit, le contact se refermera avec un rejet latéral certain (deux points en contact en situation initiale ne se retrouvent pas exactement en vis à vis une fois le contact refermé). Par ailleurs, pour ces trois zones, l'orientation de la stratification par rapport au plan de l'interface n'est pas la même. L'orientation de la gravité a également son importance, dans la mesure où le béton est sujet aux phénomènes de ségrégation et de remontée de laitance (Neville [138]).

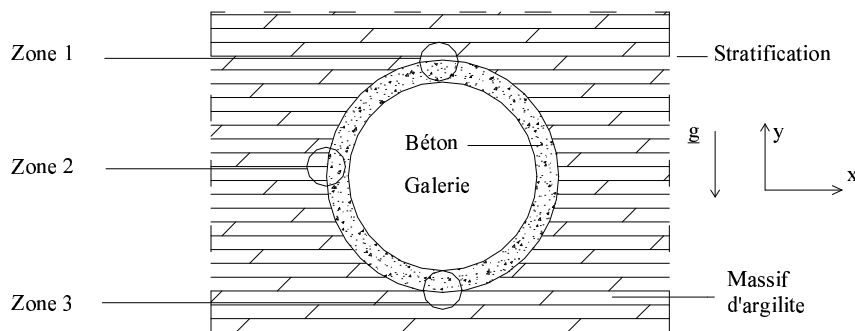


FIG. 4.1 – Coupe de principe d'une galerie creusée dans un massif d'argilite stratifié comportant une structure béton. Mise en évidence de 3 zones particulières permettant de visualiser les paramètres d'épontes de notre étude.

Récapitulons les caractéristiques des trois zones cercleées sur la figure 4.1 dans le tableau 4.1.

Zone	1	2	3
Orientation stratification/interface	parallèle	perpendiculaire	parallèle
Orientation gravité/interface	perpendiculaire	parallèle	perpendiculaire
historique	ouverture/fermeture	ouverture/fermeture avec rejet	non ouvert

TAB. 4.1 – Caractéristiques des zones particulières définies figure 4.1 permettant de mettre en évidence les paramètres importants des épontes.

Nous avons proposé un ensemble d'essais prenant en compte ces divers paramètres afin de dégager leur influence respective. Ces essais, constituant la première campagne d'essais, sont présentés dans le tableau 4.2.

Essais	1AM	2AM	3AM	4AM	5AM	6AM	7AM
Stratification	PA	PA	PA	PE	PE	PE	PE
Sens coulage béton	F	F	F	F	F	C	C
historique	O	R	R	O	NO	O	R
Essais	8AM	9AM	10AM	11AM	12AM	13AM	14AM
Stratification	PA	PA	PA	PA	PE	PE	PE
Sens coulage béton	F	F	C	C	F	F	C
historique	NO	NO	NO	NO	O	R	R

TAB. 4.2 – Ensemble des essais de la campagne d'étude du comportement hydromécanique de l'interface argilite mortier et paramètres associés. Signification des abréviations : la stratification peut être parallèle (PA) ou perpendiculaire (PE) au plan de l'interface. L'interface peut être vue comme un fond de moule (F) ou un côté du moule (C). Elle peut, part ailleurs, être ouverte (O), non ouverte (NO) ou ouverte et refermée avec un rejet latéral (R).

Ces 14 interfaces seront étudiées en montée par chargement hydromécanique, sans décharge. La contrainte totale finale initialement prévue est de 12 MPa (ordre de grandeur de la contrainte lithostatique attendue in situ) mais nous verrons que cela n'a pas été le cas pour la plupart des essais. La contrainte finale peut être inférieure à 12 MPa pour des raisons liées au dispositif expérimental ou supérieure afin de pousser plus loin les investigations hydromécaniques.

#### 4.2.2 Essais préliminaires de caractérisation des mélanges

Comme nous l'avons précisé en début de chapitre, il est nécessaire de cerner les propriétés des mélanges à base d'argile avant d'entreprendre les essais d'interfaces. Les essais préliminaires décrits ci après ont pour objectif d'étudier l'influence de la composition des mélanges sur les propriétés mécaniques et d'obtenir des données sur la perméabilité des matériaux.

##### Essais Proctor

Comme il sera expliqué au paragraphe 4.3.3, les échantillons BS (bentonite + sable), BC (bentonite + ciment) et BR (bentonite + roche broyée) sont réalisés à partir de matériaux en poudre à teneur en eau non nulle. Pour la mise en forme des "carottes", se pose inévitablement la question de la teneur en eau à atteindre pour une compaction optimale. Les essais Proctor décrits dans la norme NFP 94-093 [149] permettent de déterminer la teneur en eau et la densité sèche optimale d'un sol, répondant ainsi à cette question.

A noter que, selon la norme, 5 compactages Proctor sont nécessaires par mélange pour déterminer un optimum. Nous sommes en présence de 15 mélanges différents ce qui conduirait à 75 essais Proctor. Afin de limiter le nombre d'essais, 3 optimum sur 5 ont été déterminés expérimentalement, les deux autres ayant été interpolés. Toutefois, le ciment réagissant avec l'eau, le matériau BC ne peut pas être considéré comme un sol classique. En effet, d'une part le temps depuis la mise en contact de l'eau avec le ciment devient une composante importante dans le comportement du mélange, et d'autre part, la quantité d'eau liée chimiquement est beaucoup plus importante que pour les autres mélanges. Nous éviterons donc une interpolation hasardeuse sur un mélange de comportement partiellement inconnu. Pour pallier les difficultés liées à la nature du matériau, nous avons réalisé les proctors 40 minutes après la mise en contact de l'eau

et du ciment. Ainsi, le temps est gardé constant et la quantité d'eau ayant réagi au bout de 40 minutes est faible pour le type de ciment utilisé (CEM II).

Le tableau 4.2.2 expose la série d'essais programmés.

Mélanges	BS50	BS60	BS70	BS80	BS90
Détermination $W_{opt}$	exp	inter	exp	inter	exp
Mélanges	BR50	BR60	BR70	BR80	BR90
Détermination $W_{opt}$	exp	inter	exp	inter	exp
Mélanges	BC50	BC60	BC70	BC80	BC90
Détermination $W_{opt}$	exp	exp	exp	exp	exp

TAB. 4.3 – Programme d'essais Proctor sur les différents mélanges pour la détermination de la teneur en eau optimale (exp : détermination par l'expérience, inter : par une interpolation entre mélanges voisins).

### Mesures de vitesse de propagation d'ondes P et S

Ce type d'essai, simple à réaliser, permet de déterminer l'influence de la composition du mélange sur le module d'Young dynamique et le coefficient de Poisson du mélange.

Les échantillons testés sont soit les carottes BR ou BS après mise en forme, soit des échantillons de diamètre 20 mm prélevés dans ces mêmes carottes de façon à limiter la distance parcourue par l'onde et donc, l'atténuation du signal.

Deux types de mesures ont été effectuées :

- mesure de vitesse d'ondes P et S dans l'axe pour la détermination de E et  $\nu$ ,
- mesure de vitesse d'ondes P sur un diamètre perpendiculairement à l'axe pour mettre en évidence une éventuelle anisotropie du matériau.

Le tableau 4.4 récapitule les mesures de propagation d'ondes effectuées.

Mélanges	BS50	BS90	BR50	BR70	BR90
Mesures parallèles à l'axe	P et S	P et S	P et S	P et S	P et S
Mesures perpendiculaires à l'axe	non	P	non	non	P

TAB. 4.4 – Programme de mesure de vitesse de propagation d'ondes P et S sur les mélanges BR et BS, à différents teneurs massiques de bentonite.

### Essais oedométriques

Les résultats obtenus de vitesses de propagation d'ondes ont été confrontés à des essais de compression oedométrique sur des échantillons d'argile+ additif saturés. Ces essais n'ont pas été menés conformément à la norme NF P 94-090 [148] car la contrainte normale n'a pas été appliquée par paliers mais en continu sur un bâti de chargement lent. La procédure d'essai est la suivante :

- remplissage du moule oedométrique avec du matériau BS50 ou BS90 non compacté à teneur



en eau proche de l'optimum proctor suivant la norme,

- mise en eau du moule oedométrique et suivi du gonflement de l'échantillon par comparateur (quand le gonflement est stabilisé la saturation est considérée comme atteinte),
- cycles de charge et décharge dans le bâti de chargement lent à  $8.163 \times 10^{-3} \mu m/s$ .

Ces essais sont relativement longs car le temps de saturation de l'échantillon peut atteindre 72 heures et le temps d'un cycle charge à 6MPa - décharge à vitesse de chargement suffisamment lente pour satisfaire les conditions de drainage, avoisine les 6 jours. Cette contrainte nous a conduit à tester deux mélanges (cf. tableau 4.5). Nous verrons, lors de l'exposé des résultats expérimentaux, en quoi cela est suffisant.

Mélanges	BS50	BS90
Vitesse de chargement	$8.163 \times 10^{-3} \mu m/s$	$8.163 \times 10^{-3} \mu m/s$
Contrainte maximale de 1ère Charge	4.5MPa	3.8MPa
Contrainte maximale de 2ème charge	7 MPa	5.9 MPa

TAB. 4.5 – Programme de chargement oedométrique sur les mélanges BS50 et BS90. Essais réalisés à l'aide d'un moule oedométrique conforme à la norme NF P 94-090 [148].

Ces essais permettent de déterminer l'influence de la teneur en sable sur la réponse oedométrique de l'échantillon et de déterminer certains paramètres mécaniques (module oedométrique sécant,  $C_c$ ,  $C_s$ ) qui nous ont aidé à situer le matériau par rapport aux études existantes sur d'autres bentonites ou d'autres argiles.

A noter qu'un des échantillons a été soumis, après les deux cycles charge décharge prévus, à une consolidation (suivi du tassement dans le temps suite à l'application instantanée d'une charge de 2 MPa) afin de déterminer sa perméabilité (cf. chapitre calculs numériques). Par ailleurs, le bâti de chargement permettant de réaliser ces essais est piloté en déplacement sans asservissement et les essais durent 2 semaines, ce qui explique que les contraintes finales de la première et seconde charge ne soient pas identiques pour les deux matériaux.

### Essai de cisaillement à volume constant sur la bentonite compactée

L'objectif de cet essai est d'obtenir des caractéristiques mécaniques ( $c$  et  $\phi$ ) du mélange BS50 compacté en vue de l'analyse future des essais de cisaillement de l'interface argilite bentonite. Un essai triaxial, aussi adaptés que soient la cellule et le système de chargement, ne permet pas de solliciter la bentonite comme elle peut l'être dans la BCR3D. C'est pourquoi nous avons opté pour un essai le plus proche possible des essais de cisaillement d'interfaces décrits ci après (cf. paragraphe concernant la préparation des échantillons).

Notons, par ailleurs, que nous comptons sur un unique essai pour obtenir les deux paramètres caractérisant le critère de Mohr Coulomb classiquement utilisé pour décrire la rupture des sols. Ceci peut être justifié par le fait que, d'une part des valeurs de  $c$  et  $\phi$  sont disponibles dans la littérature pour la bentonite et que, d'autre part, le type d'essai effectué (volume constant) permet de parcourir en partie le critère et donc de limiter l'incertitude sur la détermination des paramètres. Ceci est imputable à un manque de temps puisque cet essai, bien que classé parmi les essais préliminaires, a été fait en toute fin de campagne d'essai. Nous veillerons cependant à compléter les mesures par la suite afin de nous assurer de la validité des résultats. Finalement, les caractéristiques d'essai retenues figurent dans le tableau 4.6

Type d'essai	$[W]_{max}$ [mm]	$\sigma_n$ [MPa]	Nombre d'essais
Volume constant	6 mm	1.2	1

TAB. 4.6 – Caractéristiques de l'essai de cisaillement sur la bentonite compactée.

### 4.2.3 Essais de compression pure hydromécanique

#### 4.2.3.1 Objectifs

Les objectifs de cette première campagne sont de deux ordres :

- tout d'abord, il est important de recenser les phénomènes intervenant lors des essais et de mieux cerner comment la bentonite répond aux sollicitations hydromécaniques. Les analyses qualitatives des essais permettent de définir les paramètres majeurs régissant le comportement des interfaces argilite bentonite ainsi que les phases principales observables. S'il est aisé de supputer le comportement de la bentonite quand elle est écrasée au contact de la roche, peu de résultats sur l'interaction roche bentonite sont disponibles dans la littérature (Grindrod et al [87], Missana et al [130], Mori et al [134], Gens et al [78], Pusch [155], Borgesson et al [26]). Ce travail permettra donc, par la même occasion, de poser une base expérimentale.

- Puis, les essais préliminaires ayant dégagé l'influence de la composition du mélange sur les paramètres mécaniques, on peut s'attendre à retrouver cette influence sur la réponse hydromécanique. C'est donc une analyse quantitative qui a été menée en second lieu pour tenter de faire apparaître l'influence des mélanges sur le comportement hydromécanique de l'interface.

#### 4.2.3.2 Paramètres étudiés et programme d'essais

Nous considérons ci dessous l'ensemble des paramètres intervenant dans notre étude, variables ou constants, pris en compte ou non étudiés. Il s'agit des paramètres des épontes supérieure (roche) et inférieure (bentonite) et des paramètres de sollicitation mécanique et hydraulique.

Concernant l'éponte rocheuse, il nous faut apporter ici une précision importante. Une exigence de l'IRSN concernant ces essais est de ne pas travailler avec des répliques en ciment ou mortier d'une éponte rocheuse mais directement avec des carottes d'argilite. Dès lors, afin de retrouver le même état de surface entre deux échantillons rocheux, il est nécessaire d'imposer une configuration de surface. La surface lisse n'étant pas envisageable (aucun écoulement observé lors de l'essai 7BR90), nous avons choisi de créer, dans la roche, un réseau de rainures parallèles entre elles à la scie à métaux. L'aspect unidirectionnel choisi rappelle le principe d'excavation par attaque ponctuelle. Ceci à l'avantage d'être facilement reproductible. Concernant la liste de paramètres, nous ne listerons que ceux qui sont jugés indépendants. Par exemple, on ne peut pas considérer pression et débit d'injection comme deux paramètres sur lesquels on peut agir puisque, à configuration d'interface donnée, la pression dépend du débit. Il en va de même pour la contrainte et le déplacement relatif normal, ou pour les paramètres mécaniques de la bentonite et la composition du mélange.

Les paramètres des échantillons rocheux sont les suivants :

- Résistance à la compression : pas d'influence vu le niveau de contrainte appliqué et les condi-

tions aux limites,

- module d'Young : pas d'influence vu le faible module, en valeur relative, de la bentonite,
- stratification : pas d'importance visible (résultats d'essais sur interface Argilite Mortier),
- état de surface : géométrie constante et profondeur des rainures caractérisée par notre système laser de mesure de morphologie,

Les paramètres concernant la bentonite sont listés ci après :

- Nature de l'additif,
- pourcentage de bentonite,
- degré de saturation : peu variable ( $0.90 \leq S \leq 1$ ) et peu d'influence dans cette gamme (Wiebe et al. [189]),
- contrainte de consolidation : identique pour tous les échantillons.

Du point de vue des sollicitations, nous avons pris en considération :

- la contrainte normale : paramètre permettant de piloter l'essai mécanique,
- le débit d'injection : paramètre permettant de piloter l'essai hydraulique,

Il apparaît finalement trois paramètres essentiels, dont un étudié tardivement lors des essais complémentaires :

- Nature de l'additif,
- pourcentage de bentonite,
- Débit d'injection.

Nous avons réalisé 12 essais sur trois types de mélanges différents, en prenant soin de doubler chaque essai afin de s'assurer de la cohérence et de la reproductibilité des résultats, pour quantifier l'influence du mélange sur la réponse hydromécanique. A ces essais s'ajoutent des essais complémentaires (5 au total) pour lesquels nous avons fait varier le débit et la pression d'injection de façon plus importante. Ceci nous a conduit à 29 essais de compression hydromécanique .

Nous trouvons synthétisé dans le tableau 4.7 les séries d'essais réalisés et les paramètres importants relatifs aux échantillons.

Série d'essai	BS	BR	BR complémentaire	BC
Additif	Sable	Roche broyée	Roche broyée	Ciment
teneur massique en bentonite [%]	50 à 90	50 à 90	60 et 90	50 et 90
étude du débit	non	non	oui	non
Nombre d'essais	$5 \times 2 = 10$	$5 \times 2 = 10$	6	$2 \times 2 = 4$

TAB. 4.7 – Ensemble des paramètres et des essais mis en oeuvre pour l'étude en compression pure hydromécanique de l'interface argilite bentonite.

En fait, devant la difficulté de réalisation et de mise en oeuvre des mélanges à base de ciment rendant peu probable leur utilisation sur site, nous avons réduit le nombre d'essais sur le mélange BC à deux seulement (plus doublement).

## 4.2.4 Essais de cisaillement mécaniques et hydromécaniques

### 4.2.4.1 Objectifs

Une fois les premiers résultats obtenus en compression pure, il est possible de poursuivre l'étude hydromécanique en cisaillement. En effet, les premières conclusions, autant sur le comportement des interfaces que sur le dispositif expérimental, nous permettent de définir le protocole expérimental et de cibler les paramètres à étudier. De même que pour la compression pure, très peu de données sont disponibles sur le sujet dans la littérature (Borgesson et al [26], Marcial et al [123]). Nous comptons donc fournir, par le biais de cette série d'essais, des éléments sur le comportement mécanique de l'interface argilite bentonite et étudier l'influence de l'eau et de la rugosité sur la réponse de l'interface en cisaillement.

### 4.2.4.2 Paramètres étudiés et programme d'essais

L'étude en cisaillement a été limitée à un matériau unique. En effet, ajouter des paramètres à notre étude en introduisant le cisaillement à différentes rugosités tout en gardant 12 mélanges augmente considérablement le nombre d'essais. Qui plus est, garder autant de mélanges n'apporte pas de plus value significative. Les mélanges les plus étudiés dans la littérature sont ceux à base de bentonite et sable (Al Shayea et al [4], Santucci de Magistris et al [166], Chapuis [38], Chapuis [37], Dixon et al [60], Chijimatsu et al [41]) et le mélange à 50% massique de bentonite est récurrent (Wiebe et al [189], Blatz et al [21], Tang et al [176], Blatz et al [20]). Ces considérations, ajoutées aux résultats de la première campagne nous amènent à choisir ce mélange comme support d'étude en cisaillement. Nous pouvons alors nous concentrer sur des paramètres importants pour la réponse en cisaillement :

- la rugosité : les différentes morphologie des épontes lisses (série VCLisse), à petites rainures (PRVC), à grandes rainures de type 2 (GR2VC) et à grandes rainures de type 3 (GR3VC) sont visibles figure 4.2,
- la présence d'eau : série HydroMécanique à Volume Constant (HMVC).

A noter que le matériau constituant l'éponte supérieure n'est pas le même pour les faibles rugosités (roche) et pour les fortes (mortier). Toutefois, cela n'a aucun impact dans ce cadre d'essai dans la mesure où l'on se situe loin des limites mécaniques du matériau le plus résistant de ces interfaces et que l'écoulement ne se fait pas principalement dans la masse des échantillons. L'ensemble des essais réalisés ainsi que les paramètres importants sont recensés dans le tableau 4.8.

Série d'essais	PRVC	GR2VC	GR3VC	VCLisse	HMVC
Type d'essai	cisaillement à volume constant jusqu'à $[W]=6$ mm				
indentation	type 1	type 2	type 3	aucune	type 1
présence d'eau	non	non	non	non	oui
Nombre d'essais	$2 \times 2 = 4$	2	$2 \times 2 = 4$	1	$2 \times 2 = 4$

TAB. 4.8 – Ensemble des essais et des paramètres de l'étude en cisaillement de l'interface argilite bentonite.

Remarquons que là encore nous n'avons, faute de temps, qu'un essai sur l'interface lisse. Cet ensemble sera à compléter afin de confirmer les résultats.

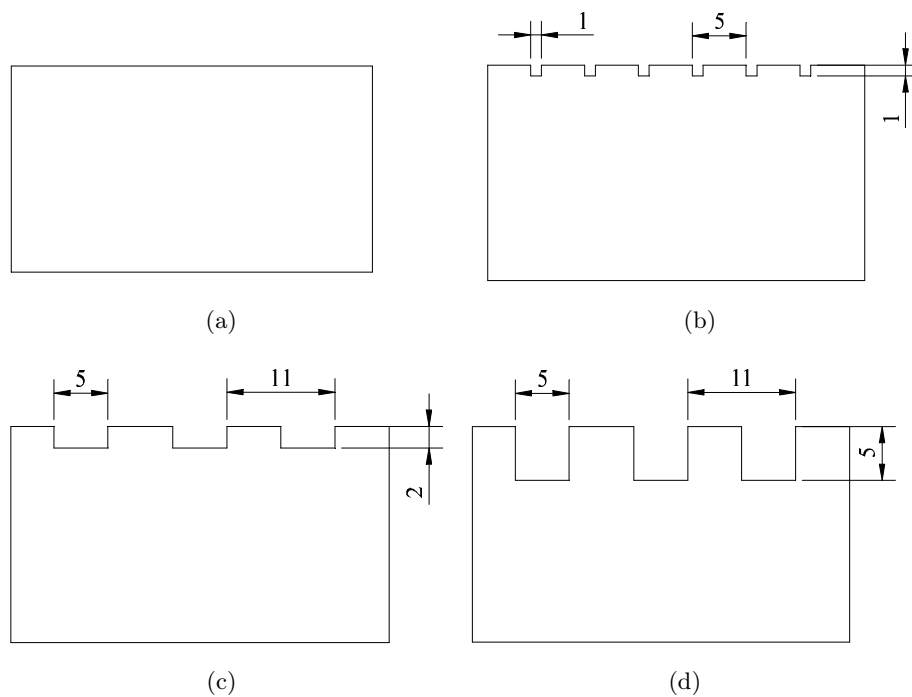


FIG. 4.2 – Schéma de principe des morphologies des épontes utilisées pour les essais de cisaillement à volume constant. (a) Série VCLisse, (b) séries PRVC et HMVC, (c) série GR2VC, (d) série GR3VC. Les cotes indiquées sont en mm. Le diamètre n'est pas le diamètre réel des échantillons.

#### 4.2.5 Tableau récapitulatif des essais

Voici synthétisée dans le tableau 4.9 la campagne expérimentale menée durant ce travail de thèse. On y compte 61 essais sur des interfaces et 31 essais préliminaires.

ESSAIS PRELIMINAIRES					
Mélanges testés					
Essais Proctors	BS50	BS70	BS90		
	BR50	BR70	BR90	BC50	
	BC60	BC70	BC80	BC90	total : 11 essais
Oedomètres	BS50		BS90		total : 2 essais
Propagation d'ondes	1PSR5	2PSR5	3PSR5	1PSR7	
	2PSR7	3PSR7	1PSR9	2PSR9	
	3PSR9				
	1PSS5	2PSS5	3PSS5	1PSS9	
	2PSS9	3PSS9	4PSS9	5PSS9	
	6PSS9				total : 18 essais
Cisaillement de la bentonite			VCBen		total : 1 essai
ETUDES D'INTERFACES					
Noms d'essais					
Argilite - Mortier en compression simple	1AM	2AM	3AM	4AM	
	5AM	6AM	7AM	8AM	
	9AM	10AM	11AM	12AM	
	13AM	14AM			total : 14 essais
Argilite - Bentonite en compression simple	1BS50	1BS60	1BS70	1BS80	
	1BS90	4BS50	2BS60	2BS70	
	2BS80	2BS90			
	1BR50	1BR60	1BR70	1BR80	
	1BR90	2BR50	2BR60	2BR70	
	3BR80	2BR90	3BR60	4BR60	
	3BR90	5BR90	6BR90	7BR90	
	1BC50	2BC50	1BC90	2BC90	total : 30 essais
Argilite - Bentonite en cisaillement	1PRVC1	2PRVC1	1PRVC2	2PRVC2	
	1GR2VC1	2GR2VC2			
	1GR3VC1	2GR3VC1	1GR3VC2	3GR3VC2	
	1HMVC1	2HMVC1	3HMVC2	6HMVC2	
	VCLisse				total : 17 essais

TAB. 4.9 – Ensemble des essais réalisés au cours de ce travail de thèse

## 4.3 Préparation des échantillons

### 4.3.1 Matériaux en présence

#### 4.3.1.1 Argilite de Tournemire

La roche utilisée lors des campagnes d'essai, que ce soit pour constituer une éponte rocheuse ou pour les mélanges BR, est l'argilite de Tournemire. Le tunnel de Tournemire sert de site d'étude à l'IRSN pour la problématique du stockage de déchets radioactifs car il présente les particularités, outre d'être constitué d'argilite, d'être traversé par une faille et d'être creusé dans un massif fracturé ou intact selon les endroits (Rejeb [159], Cabrera et al [31]). De plus amples informations sont disponibles dans Boisson et al [22] ; on y trouve notamment décrites les différentes couches géologiques et un ensemble de paramètres relatifs à la roche qui ne sont pas nécessaires à notre étude et donc, pas abordés ici (étude sur la roche endommagée entre autres).

De nombreuses études ont été conduites, in situ et en laboratoire, pour caractériser ce matériau des points de vue mécanique, chimique ou hydraulique (Niandou et al [140], Daupley [53], Mathieu et al [127]). Il ressort notamment que cette roche à forte fraction argileuse (70% d'argile présente sous la forme de kaolinite, illite, smectite, mica, etc... pour 10 à 30% de calcite et 10 à 20 % de quartz), saturée dans son état naturel, est fortement anisotrope. Ceci est imputable à la stratification du massif. Les paramètres mécaniques de la roche intacte sont recensés dans le tableau 4.10.

Paramètres mécaniques	$E_1$ [MPa]	$E_2$ [MPa]	$G_{12}$ [MPa]	$\nu_{12}$	$\nu_{23}$	$\sigma_c$ [MPa]	$\phi$ [°]	cohésion [MPa]
Valeur	$27860 \pm 4040$	$9270 \pm 490$	$3940 \pm 480$	$0.17 \pm 0.03$	$0.20 \pm 0.03$	13 à 32	20	6.7 à 10.8

TAB. 4.10 – Paramètres mécaniques de l'argilite de Tournemire d'après Boisson et al [22]. L'indice 1 (resp. 2) représente les caractéristiques du matériau parallèlement au plan d'isotropie (resp. perpendiculairement).  $\nu_{12}$  représente le coefficient de poisson pour une déformation suivant la direction 2 quand la contrainte est appliquée suivant la direction 1.  $\sigma_c$  : résistance à la compression.

En plus de ces paramètres, d'autres informations intéressantes sont fournies par Rejeb [159] :

- teneur en eau : 1 à 5%,
- porosité : 6 à 9%,
- masse volumique des grains : 2700 - 2800  $kg/m^3$ ,
- perméabilité : de  $10E-13$  à  $10E-15$  m/s.

Outre la possibilité d'études in situ "grandeur nature", ce site permet de prélever des carottes de roche pour les diverses études menées dans ce cadre. Nous avons reçu, dans le cadre d'une collaboration avec l'IRSN, des échantillons d'argilite provenant de Tournemire. Ces échantillons sont étiquetés et référencés de façon à pouvoir repérer le lieu exact de forage ainsi que l'orientation locale de la stratification.

En ce qui concerne les mélanges Bentonite Roche broyée, notés BR, l'argilite employée est sous forme de poussière. En effet, l'excavation à sec de niches dans le tunnel de Tournemire produit énormément de poussière, laquelle est aspirée par un système de ventilation adéquat puis stockée. C'est cette poussière que nous avons utilisée. Tout comme la bentonite, la taille des particules

n'excède pas  $2 \mu\text{m}$ .

#### 4.3.1.2 Bentonite

Les deux premières campagnes d'essais ont été réalisées en utilisant une bentonite calcique naturelle commercialisée par la société BentoFrance sous la dénomination FZ0. Le tableau 4.11 comporte la liste des minéraux présents dans ce matériau. Par ailleurs, les limites d'Atterberg déterminées au laboratoire ont conduit à une limite de liquidité  $w_l = 120\%$  et à un indice de plasticité  $I_p = 70\%$ . Pour une montmorillonite, Mitchell [133] donne les fourchettes  $100\% \leq w_l \leq 900\%$  et  $50\% \leq w_p \leq 100\%$ . Concernant les éléments en présence, cette bentonite possède une teneur en fer structurale faible, conformément aux exigences du référentiel matériau de l'ANDRA [9], par contre la teneur en silice est forte puisqu'on trouve une teneur pondérale de 60% en quartz. Le référentiel matériau préconise l'emploi d'une smectite (le cas ici) pour laquelle les propriétés de gonflement sont reconnues. La bentonite FZ0 est caractérisée par un gonflement de 2 à 6 ml/g (test CTIF, recommandation 403).

Minéraux	Montmorillonite	Illite	Kaolinite	Quartz	Calcite
Pourcentage	70 à 80	12 à 15	4 à 5	2 à 5	2 à 5

TAB. 4.11 – Minéraux en présence dans la bentonite FZ0.

Éléments chimiques	$SiO_2$ quartz	$Al_2O_3$	MgO	$Fe_2O_3$ Hématite	$TiO_2$ Anatase	$K_2O$	$Na_2O$	CaO
% pondéral	60	20	4.6	6.6	0.4	3.9	0.4	1.7

TAB. 4.12 – Analyse chimique de la bentonite FZ0.

#### 4.3.1.3 Sable pour les mélanges BS

Rappelons que parmi les mélanges testés nous trouvons des mélanges bentonite + sable. Nous optons pour un sable n'ayant pas une granulométrie trop serrée (type Hostun ou Fontainebleau). Les gros grains (diamètre 2 mm participent à la résistance mécanique de l'ensemble) et les fines sont importantes pour la réduction des vides (au moins 20% selon Chapuis [38] pour conserver une perméabilité réduite). Ces contraintes ajoutées au souhait d'avoir un matériau disponible facilement nous ont conduit à choisir un sable provenant d'une carrière de l'Isère. Le sable de Sassenage remplit les conditions exprimées précédemment, en effet, la courbe granulométrique, visible figure 4.3, montre une taille de grains allant de 0.08 mm à 2.5 mm avec des paramètres  $D_{85} = 1.7$  mm (diamètre de particules tel que l'on ait 85% de matériau passant) et  $D_{10} = 180 \mu\text{m}$ . Notons par ailleurs, une teneur en eau naturelle pratiquement nulle et une valeur au bleu VBS = 0.35 qui classe ce sable parmi les sols limoneux selon Philipponnat et al [153].

#### 4.3.1.4 Ciment pour les mélanges BC

Le ciment utilisé pour les mélanges BC est un ciment CEM II/B 32.5 R de Vicat. Un critère important de choix de ciment est la faible chaleur d'hydratation correspondant à une faible proportion de  $C_3A$ . Ceci est mis en avant dans le référentiel matériau ANDRA [9]. Toutefois, il est également important d'avoir un produit standard facilement disponible dans le commerce.



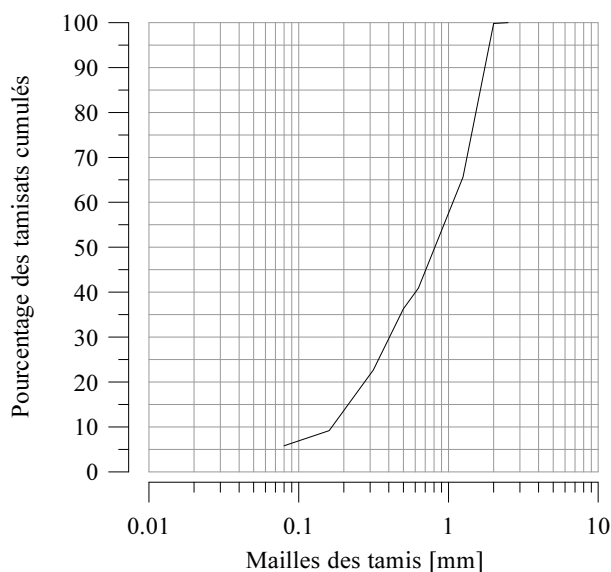


FIG. 4.3 – Courbe granulométrique du sable de sassenage.

Ce sont ces deux exigences qui nous ont conduit à travailler avec un ciment CEM II/B 32.5 R de Vicat. En effet, si un ciment CEM V dégage moins de chaleur lors de la prise (cela correspond d'ailleurs à un des ciments préconisés par l'ANDRA), ce produit se trouve moins facilement que le CEM II dans le commerce.

Selon la norme NF EN 196-1, un ciment de classe 32.5R a les propriétés mécaniques suivantes :

- à 2 jours : résistance à la compression  $\geq 13.5$  MPa
- à 28 jours :  $32.5$  MPa  $\leq$  résistance à la compression  $\leq 52.5$  MPa.

#### 4.3.1.5 Mortier pour les essais Argilite Mortier

Le produit utilisé pour réaliser la partie moulée sur l'argilite lors des essais AM est le mortier à prise rapide Rapidex 712, produit standard de Lanko. Notons toutefois qu'il s'agit d'un mortier fibré en temps normal mais que suite à une erreur de fabrication, les quelques sacs achetés contenaient le mortier correct mais exempt de fibres. Nous avons réalisés des essais de compression pure et des essais brésiliens qui ont donné :

- une résistance en compression à 24h de 35 MPa,
- une résistance à la traction à 24h de 6 MPa.

Nous ne détaillerons pas plus ce produit dans la mesure où il s'agit d'un produit standard.

#### 4.3.2 Préparation des échantillons Argilite Mortier

Il s'agit de présenter dans ce paragraphe la procédure de moulage de mortier à prise rapide sur une éponte rocheuse. Le contact entre ces deux matériaux constitue l'interface étudiée par la suite. Les différentes étapes de réalisation des échantillons seront présentées figure 4.5. Toutefois, avant de suivre cette chronologie d'étapes, il est nécessaire de préparer la surface de la roche. En effet, un point important de ces essais est de ne pas travailler avec une réplique en mortier mais

bien avec un échantillon d'argilite. Ceci implique de pouvoir reproduire l'éponte rocheuse afin de ne pas introduire la géométrie de cette dernière comme paramètre de plus dans l'étude. Parmi les solutions qui s'offrent à nous, on trouve l'interface lisse, facilement reproductible mais non représentative de la réalité. Quadriller la surface à la lime (photo 4.4) est la solution finalement retenue dans la mesure où cela permet d'obtenir une surface rugueuse et reproductible.



FIG. 4.4 – Surface quadrillée à la lime d'un échantillon d'argilite ( $\phi$  63 mm). Profondeur maximale des rainures : 1 mm.

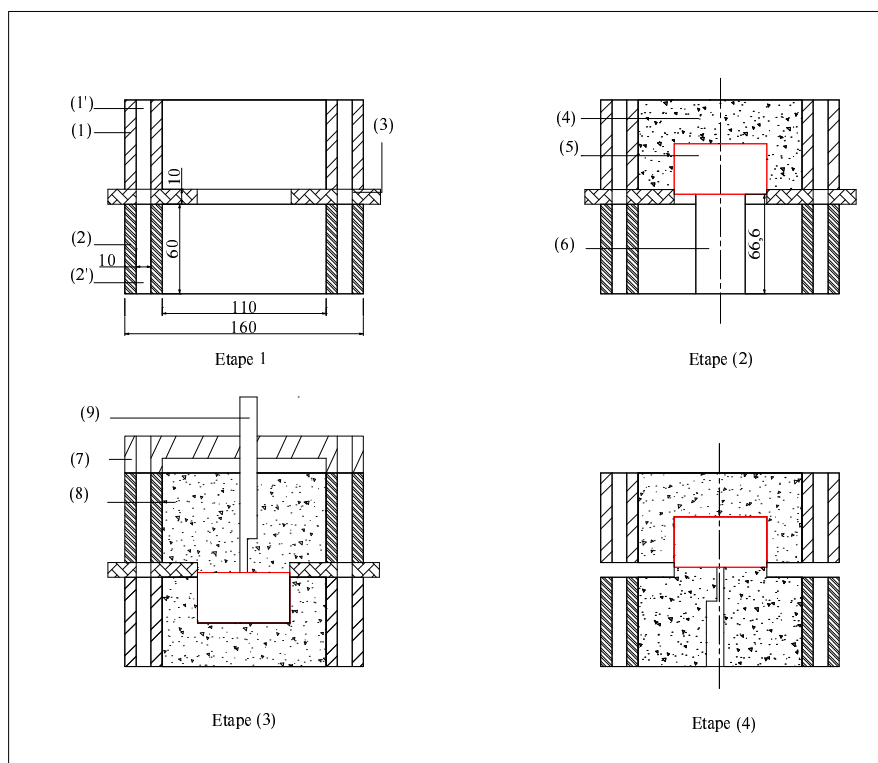


FIG. 4.5 – Préparation des interfaces argilite mortier. Etape 1 : assemblage des demi boîtes (1) et (2) et du moule en demi coquille (3) à l'aide des guides non représentés ici qui se logent dans les alésages (1') et (2'). Etape 2 : la roche (5), posée sur une cale (6), est scellée à l'aide de mortier à prise rapide (4). Etape 3 : l'ensemble est retourné après prise du mortier (4), le porte noyau (7) et le noyau (9), prévus pour l'orifice d'injection, sont mis en place. L'étanchéité est faite en bordure du moule à l'aide de mastic. La partie mortier de l'interface (8) est alors coulée. Etape 4 : une fois la prise du mortier faite, le noyau et le moule enlevés, l'échantillon est prêt à être testé. Cotes en mm.

### 4.3.3 Préparation des carottes de mélanges BS, BR et BC

Nous décrivons dans ce paragraphe le protocole de préparation des échantillons des différents mélanges à base de bentonite une fois déterminée la teneur en eau optimale Proctor.

La chronologie des étapes de préparation est décrite ci après :

- *Etape 1* : Réalisation du mélange massique souhaité : X% massique de bentonite prise en sac à teneur en eau ambiante non nulle et (100-X)% d'additif prélevé dans les mêmes conditions.

- *Etape 2* : Détermination de la teneur en eau ambiante du mélange de façon approximative par plaque chauffante électrique afin d'obtenir une teneur en eau finale proche de l'optimum proctor.

Puis, si le matériau additif est inerte (sable, roche broyée) :

- *Etape 3* : ajout de la quantité d'eau nécessaire afin d'obtenir l'optimum Proctor en prenant en compte la teneur en eau ambiante puis malaxage à la main.

- *Etape 4* : Mise en sac plastique et attente pendant 24 h minimum dans un souci d'homogénéisation du matériau.

Dans le cas de mélanges BC, l'étape 3 est réalisée quelques minutes avant l'étape 5 en sautant l'étape 4.

- *Etape 5* : lubrification du moule acier puis remplissage avec le mélange souhaité.
- *Etape 6* : Compression dans le moule acier : deux cycles jusque 6 MPa. Cette valeur de contrainte finale est choisie arbitrairement de façon à limiter le déplacement relatif normal lors des essais ultérieurs.
- *Etape 7* : Démoulage et stockage en conditions hermétiques. Les échantillons sont, dans la mesure du possible, utilisés rapidement. On n'observe pas de modification significative de la teneur en eau des échantillons au cours du stockage.

Dès lors, nous disposons d'échantillons de diamètre 63 mm de hauteur variable comprise entre 20 et 55 mm (figure 4.6). Afin de vérifier la teneur en eau du matériau, une part du mélange est prélevée et placée en étuve à 102°C pendant 24 heures (cf. norme NF P94-050 [147]).

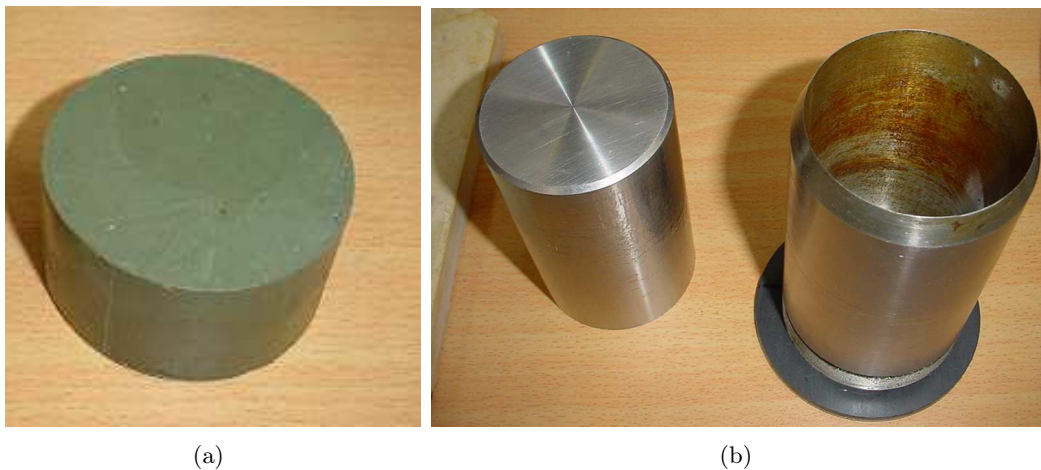


FIG. 4.6 – (a) Carotte de mélange BR50 de diamètre 63 mm après mise en forme. (b) Moule utilisé pour la mise en forme des échantillons.

A l'issue de cette phase de mise en forme, les échantillons sont pesés, mesurés afin de déterminer quelques paramètres listés dans le tableau 4.13. N'apparaissent pas dans le tableau les mélanges BC car ce mélange n'étant pas inerte, il est difficile de parler de saturation. De même, les paramètres de certains échantillons sont manquants car d'une part cette démarche de pesée des échantillons n'était pas systématique en début de campagne et d'autre part, il y a également eu quelques ratés. Le détail des calculs du degré de saturation  $S$  et de l'incertitude  $\Delta S/S$  seront explicités au paragraphe suivant. Nous pouvons remarquer dans le tableau des valeurs de  $S \geq 1$ , ces valeurs sont à analyser en tenant compte de la valeur de l'incertitude absolue  $\Delta S/S$  fournie dans le même tableau, et prenant en compte les incertitudes inhérentes à la mesure des paramètres conduisant à  $S$ .

Essai	<i>1BS50</i> <i>4BS50</i>	1BS60 2BS60	1BS70 2BS70	1BS80 2BS80	<i>1BS90</i> <i>2BS90</i>
Saturation	<i>1.002</i>	pas de mesure disponible			<i>1.006</i>
$\Delta S/S$	<i>0.09</i>	pas de mesure disponible			<i>0.05</i>
$\gamma_d [kN/m^3]$	<i>17</i>	pas de mesure disponible			<i>13</i>
Essai	<i>1BR50</i> <i>2BR50</i>	1BR60 2BR60	<i>1BR70</i> <i>2BR70</i>	1BR80 3BR80	<i>1BR90</i> <i>2BR90</i>
Saturation	<i>1.01</i>	pas de mesure	<i>1.08</i>	pas de mesure	<i>1.02</i>
$\Delta S/S$	<i>0.07</i>	pas de mesure	<i>0.24</i>	pas de mesure	<i>0.05</i>
$\gamma_d [kN/m^3]$	<i>15.3</i>	pas de mesure	<i>14.5</i>	pas de mesure	<i>12.4</i>
Essai	3BR60	4BR60	3BR90	5BR90	6BR90
Saturation	1.005	1.009	1.02	1.01	1.03
$\Delta S/S$	0.06	0.06	0.06	0.06	0.05
$\gamma_d [kN/m^3]$	15.2	15.5	13.5	13.6	13.8
Essai		1VC1	2VC1	1VC2	2VC2
Saturation		0.96	0.96	0.95	1.05
$\Delta S/S$		0.08	0.08	0.1	0.08
$\gamma_d [kN/m^3]$		16.3	16.3	17.7	16.8
Essai		1HMVC1	2HMVC1	3HMVC2	6HMVC2
Saturation		1.02	1.04	1.06	1.06
$\Delta S/S$		0.09	0.09	0.1	0.09
$\gamma_d [kN/m^3]$		16.9	17	17.1	17.1
Essai		1GRVC1	2GRVC1	2GRVC2	3GRVC2
Saturation		0.97	0.99	0.96	0.96
$\Delta S/S$		0.09	0.08	0.08	0.08
$\gamma_d [kN/m^3]$		16.6	16.7	16.5	16.5

TAB. 4.13 – Degré de saturation  $S$  et poids volumique sec  $\gamma_d$  des carottes BR et BS après mise en forme et avant les essais. Valeurs en écriture droite : mesures sur échantillons cités. Valeurs en écriture italique : mesures sur même mélange mais pas directement échantillon cité.

#### 4.3.4 Préparation des échantillons argilite bentonite

Dès lors que les parties roche et carotte à base de bentonite sont disponibles, il est possible de réaliser l'échantillon d'interface proprement dit. C'est cette démarche de préparation que nous présentons ici. Deux étapes préliminaires sont nécessaires avant de véritablement assembler les parties constitutives de l'interface :

- Perçage de l'orifice d'injection de fluide dans la partie bentonite à l'aide d'un foret acier  $\phi = 5mm$  et réalisation du forage d'adaptation au système d'étanchéité de la BCR3D de diamètre  $\phi = 20mm$ . Ceci perturbe en partie les échantillons mais est inévitable dans la mesure où il est difficile de compacter la matière autour d'un noyau (Pusch et al [156]).

- Préparation de surface de la roche à la scie à métaux de façon à laisser des marques unidirectionnelles de largeur 1 mm et profondeur variable de 0.3 à 1 mm (figure 4.7). Concernant les essais de cisaillement GRVC, compte tenu de l'indentation particulièrement marquée de l'éponte supérieure, nous avons choisi d'utiliser des moulages en mortier. La description du moulage n'ayant pas grand intérêt, nous ne nous attarderons pas dessus.



FIG. 4.7 – Marques laissées sur un échantillon de roche à la scie à métaux. Photo prise après essai.

Une fois ces étapes réalisées, nous pouvons assembler les différents éléments comme le décrit la figure 4.8. A noter que pour les essais purement mécaniques, il n'est pas nécessaire de réaliser un orifice d'injection. Nous ne percerons donc pas la bentonite ni ne placerons de noyau avant de la sceller (cf. Etape 4 figure 4.8) dans ce cadre spécifique.

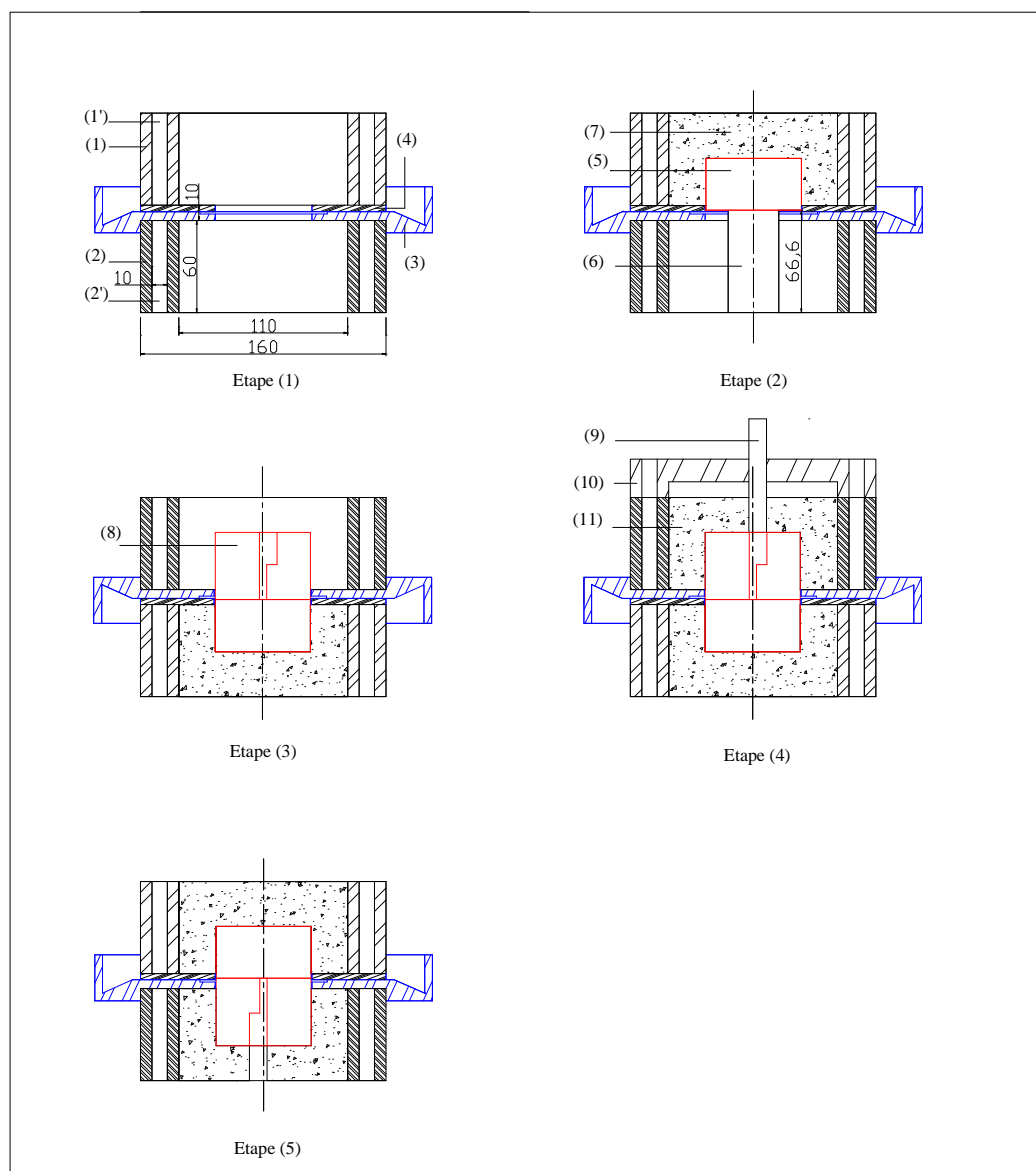


FIG. 4.8 – Préparation des interfaces argilite bentonite . Etape 1 : assemblage des demi boites (1) et (2) et des deux parties (3) et (4) de la membrane. Les guides disposés dans les trous (1') et (2') et les vis de serrage ne sont pas représentés. Etape 2 : la roche (5) est posée sur la cale (6) de hauteur 66.6 mm puis scellée à l'aide de mortier à prise rapide (7). Etape 3 : l'ensemble est retourné après prise du mortier (7) pour placer la carotte de bentonite (8) préalablement percée. Etape 4 : Le porte noyau (10) ainsi que le noyau (9) sont mis en place avant de couler le mortier (11) permettant de sceller la bentonite. Etape 5 : une fois le mortier ayant fait sa prise et le noyau enlevé, l'échantillon est prêt à être testé. Cotes en mm.

#### 4.3.5 Préparation de l'échantillon pour l'essai de cisaillement de bentonite

Le principe de préparation de l'échantillon est très similaire à celui présenté étape 2 de la figure 4.8. La différence est qu'on ne place pas deux épontes constituant une interface mais une unique carotte de bentonite. Cette dernière, de hauteur 60 mm, repose sur une cale de 35 mm à la manière de l'éponte rocheuse repérée (5) sur la figure 4.8. L'argile est scellée dans les deux boites

à la fois, puisque l'on garde, comme précédemment, un espacement entre les boîtes de 10 mm.

## 4.4 Protocole d'essai

Nous présentons dans ce paragraphe le protocole d'essai de compression pure hydromécanique ainsi que celui du cisaillement. Afin d'expliquer la logique du déroulement des essais, il convient de faire part de quelques conclusions expérimentales obtenues. En effet, le protocole évolue au cours de la campagne suite aux observations faites en cours de route. Ainsi, nous nous sommes rendus compte que le temps intervenait de façon contraignante pour les essais de cisaillement à volume constant.

Le matériau saturé est soumis à une compression avec une vitesse de chargement élevée relativement à la perméabilité du matériau (i.e : la vitesse est trop élevée pour assurer le drainage de l'échantillon au fur et à mesure du chargement). Selon la théorie de la consolidation, appliquer la compression depuis un état d'équilibre, engendre les variations suivantes dans un sol :

$$\Delta\sigma_n = \Delta u$$

et

$$\Delta\sigma'_n = 0$$

Par la suite, la pression interstitielle diminue et la contrainte effective augmente jusqu'à atteindre la valeur de la contrainte totale. A ce stade la pression interstitielle est nulle. Ce phénomène s'accompagne d'un tassement de l'échantillon qui ne perturbe pas le pilotage de l'essai de compression pure car la BCR3D est asservie en effort.

La conséquence est une déformation différée à chaque étape de chargement (courbes typiques de résultats expérimentaux paragraphe 5.5). L'exploitation des résultats n'est pas perturbée par ce tassement. Par contre, lors d'un cisaillement à volume constant, ce tassement tend à faire chuter la contrainte normale rendant moins précis le tracé du critère. En effet, plus les deux niveaux de contrainte normale sont différents, moins nous avons d'incertitude pour tracer une droite correspondant au critère. De plus, nous répétons les essais afin de vérifier la cohérence des résultats, il faut donc avoir le même chemin de chargement. Ce phénomène a des conséquences sur le protocole d'essai hydromécanique : la durée d'essai doit être identique pour deux échantillons testés en mécanique et hydromécanique sans quoi le tassement peut être différent et la réponse se trouver modifiée. Cette précaution est prise afin de souligner l'effet de l'eau et non l'effet conjugué de l'eau et de ce phénomène de tassement accentué par une durée d'essai allongée comme le veut, normalement, le protocole d'essai hydromécanique.

Expliquons la conduite d'un essai typique :

- **En compression pure** (figure 4.9 (a)) : l'échantillon est tout d'abord légèrement comprimé (étape 2) afin d'assurer, par une légère pression, l'étanchéité entre les deux éléments de la membrane. Cette étape est éludée pour les essais sur interface argilite mortier. Puis l'écoulement est mis en place. La contrainte est augmentée jusqu'à 1MPa (étape 4). Dès lors se succèdent des phases de montée en contrainte normale par incréments de 1 MPa (étape 6) et des phases d'attente de stabilisation des valeurs de pression et de débit d'injection correspondant au régime



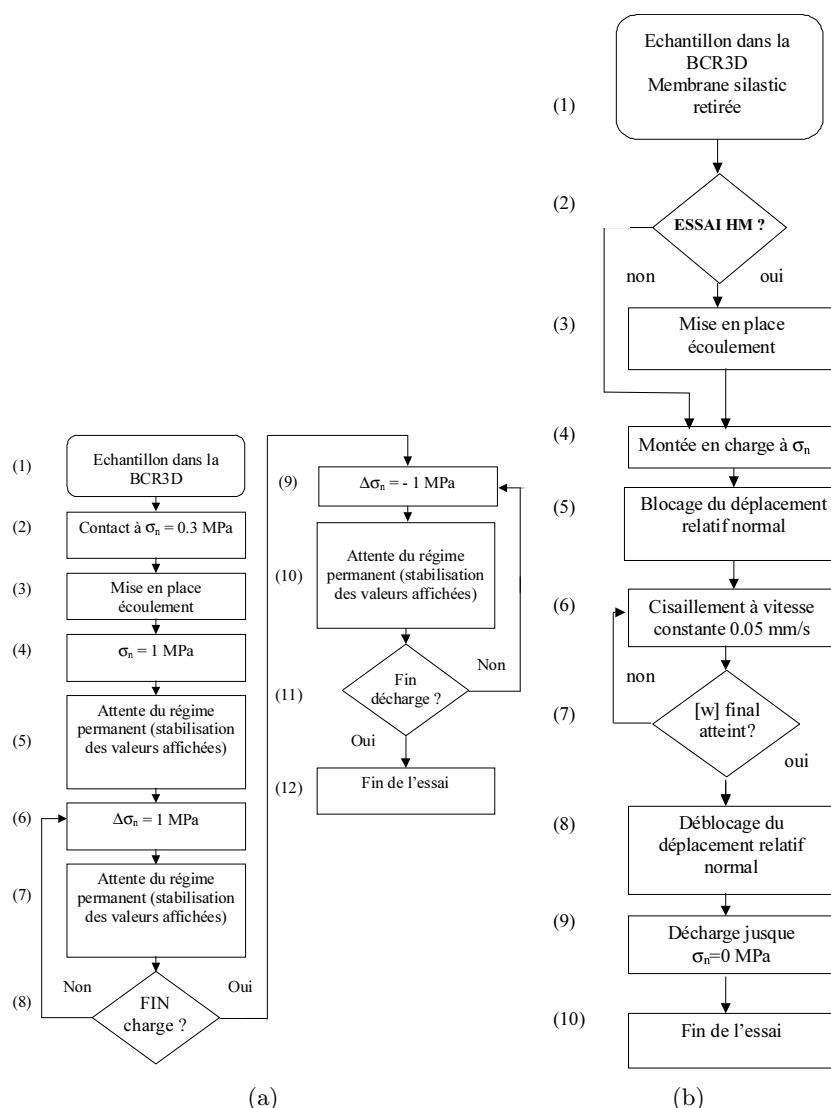


FIG. 4.9 – Organigrammes de protocoles d’essais. (a) Essais de compression pure hydromécanique. (b) Essais de cisaillement à volume constant mécanique ou hydromécanique.

permanent établi (étape 7). Ceci jusqu’à la contrainte finale. Soit celle-ci est déterminée préalablement et atteinte comme prévu, soit cette contrainte est déclaré atteinte lorsqu’il est temps de mettre un terme à l’essai pour des raisons expérimentales (fuites, réponse d’échantillon anormale, etc...). La phase de décharge se déroule de la même façon que la charge.

- **En cisaillement à volume constant** (figure 4.9 (b)) : la montée en contrainte normale se fait en une seule étape (étape 4). Toutefois, avant la montée en charge, s’il s’agit d’un essai hydromécanique, l’écoulement est mis en place. A noter que la partie élastomère de la membrane est retirée afin de ne pas avoir d’effort tangentiel repris par la membrane. Lorsque la consigne en effort est atteinte, le passage en asservissement à volume constant bloque le déplacement relatif normal (étape 5). Il est alors possible de cisailier l’interface en un cycle jusqu’à  $[W]=+6$  mm (étape 6), puis à  $[W]=-6$ mm (étape 8) puis retour aux positions initiales (étape 10). En fin de cisaillement l’interface est déchargée (étape 13) et l’écoulement suspendu.

- **Détail relatif au pilotage hydraulique** : lorsque nous disons que l’écoulement est mis

en place, cela consiste à ouvrir la vanne R2 (figure 3.7) qui est fermée en début d'essai, afin d'atteindre la valeur de débit souhaitée. La valeur de pression, à ce stade est égale à la pression du réseau d'eau. Puis, les ajustements ponctuels des conditions hydrauliques (en débit ou en pression) se font en jouant sur la vanne R3. En effet, nous verrons lors des paragraphes dédiés aux résultats expérimentaux que les conditions hydrauliques sont modifiées par l'opérateur en cours d'essai pour les interfaces argilite mortier contrairement aux interfaces argilite bentonite. Nous nous référerons au chapitre 3 pour connaître le fonctionnement de cette vanne.

Deux grosses différences apparaissent donc figure 4.9 entre les deux types d'essais hydromécaniques : en compression pure, nous attendons l'établissement d'un régime permanent alors qu'en cisaillement cette phase n'existe pas, l'écoulement étant mis en place au début et suspendu à la fin sans étape mécanique qui permettrait d'atteindre un régime permanent.

Afin d'étudier plus en détail le comportement hydromécanique en cisaillement de l'interface en prenant en compte l'évolution de la transmissivité, l'anisotropie d'écoulement, les influences de la rugosité et de l'orientation des rainures, il est nécessaire de définir un autre protocole dans lequel apparaîtraient des étapes additionnelles pour laisser le régime permanent s'établir et pour avoir des valeurs de pression et débit pertinentes.

## 4.5 Expression des résultats

### 4.5.1 Calcul du degré de saturation des carottes BR et BS et de l'incertitude

Nous calculons dans un premier temps le degré de saturation de l'échantillon à partir des mesures expérimentales, puis nous exprimons l'incertitude absolue à partir des incertitudes absolues expérimentales. Le schéma présenté figure 4.10 permet de comprendre les équations qui suivent et qui conduisent au calcul du degré de saturation.

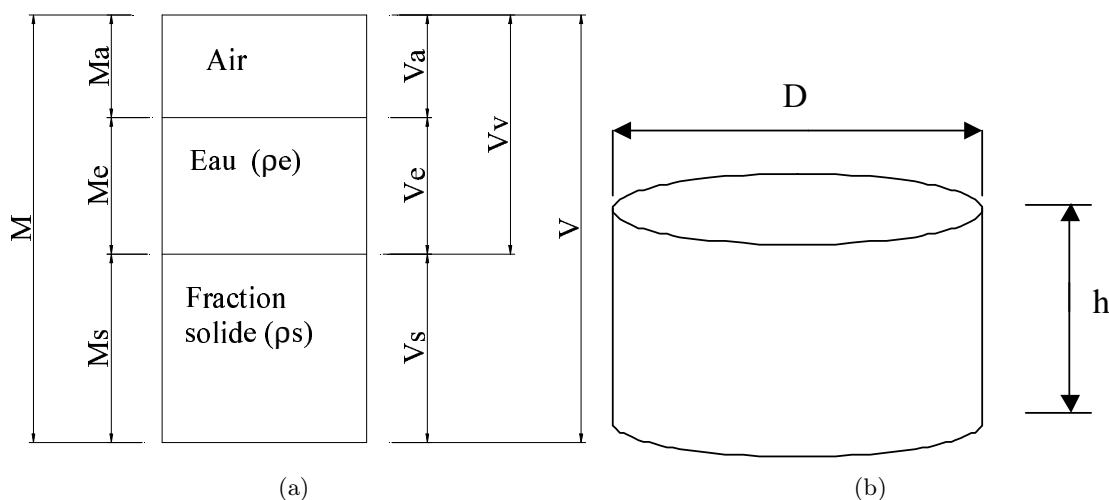


FIG. 4.10 – Schéma de principe de la composition d'un sol (a) et de l'échantillon (b). Mise en évidence des proportions de masse et volume des éléments solide, eau et air.

On a, par définition :

$$S = \frac{V_e}{V_v} \quad w = \frac{M_e}{M_s} \quad \rho = \frac{M}{V}$$

avec

$V_e$  : volume d'eau,  
 $V_v$  : volume des vides,  
 $M_e$  : masse d'eau,  
 $M_s$  : masse solide,

tels que :

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad M = M_e + M_s \quad V = V_e + V_s = \frac{\Pi \cdot D^2}{4}$$

avec

$\rho_s$  : masse volumique des grains,  
 $V_s$  : volume des grains.

D'où :

$$S = \frac{\frac{M_e}{\rho_e}}{V - V_s} = \frac{\frac{M_e}{\rho_e}}{V - \frac{M_s}{\rho_s}}$$

finalement :

$$S = \frac{w \cdot M_s \cdot \rho_s}{\rho_e \cdot (V \cdot \rho_s - M_s)} \quad (4.1)$$

Avec, par ailleurs :

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} = \frac{M_s}{V_a + V_b} = \frac{M_s}{\frac{M_a}{\rho_a} + \frac{M_b}{\rho_b}} = \frac{1}{\frac{X_a}{\rho_a} + \frac{X_b}{\rho_b}} = \frac{\rho_a \cdot \rho_b}{(\rho_a - \rho_b) \cdot X_b + \rho_b} = \frac{\rho_a \cdot \rho_b}{A} \quad (4.2)$$

On notera  $A = (\rho_a - \rho_b) \cdot X_b + \rho_b$  où  $X_a$  est la fraction massique d'additif et  $X_b$  celle de bentonite telles que  $X_a + X_b = 1$ .

D'où le calcul de l'incertitude absolue :

L'équation 4.1 donne :

$$\ln(S) = \ln(w) + \ln(M_s) + \ln(\rho_s) - \ln(\rho_e) - \ln(V \cdot \rho_s - M_s) \quad (4.3)$$

d'où la différentielle logarithmique de S :

$$\frac{dS}{S} = \frac{dw}{w} + \frac{dM_s}{M_s} + \frac{d\rho_s}{\rho_s} - \frac{d\rho_e}{\rho_e} - \frac{d(V \cdot \rho_s - M_s)}{(V \cdot \rho_s - M_s)} \quad (4.4)$$

$$\frac{dS}{S} = \frac{dw}{w} + \frac{dM_s}{M_s} + \frac{d\rho_s}{\rho_s} - \frac{d\rho_e}{\rho_e} - \frac{(dV \cdot \rho_s + d\rho_s \cdot V) - dM_s}{(V \cdot \rho_s - M_s)} \quad (4.5)$$

Soit, en passant à l'incertitude  $\Delta$  :

$$\frac{\Delta S}{S} = \frac{\Delta w}{w} + \frac{\Delta M_s}{M_s} + \frac{\Delta \rho_s}{\rho_s} + \frac{\Delta V \cdot \rho_s + \Delta \rho_s \cdot V + \Delta M_s}{(V \cdot \rho_s - M_s)} + \frac{\Delta \rho_e}{\rho_e} \quad (4.6)$$

Les températures extrêmes relevées au cours des essais sont 15°C et 25°C. En interpolant les données fournies dans Lencastre [114] entre 10°C et 20°C puis entre 20°C et 30°C, on obtient les masses volumiques suivantes :

- à 15°C :  $\rho_e = 998.5 \text{ kg/m}^3$
- à 25°C :  $\rho_e = 996.95 \text{ kg/m}^3$

Nous avons considéré  $\rho_e = 997.7 \text{ kg/m}^3$ , l'incertitude maximale est donc :

$$\frac{\Delta \rho_e}{\rho_e} = \frac{997.7 - 998.5}{997.7} = 0.0008$$

On négligera par la suite l'incertitude sur la masse volumique de l'eau. En procédant de la même façon, avec les formules de base :

$$\frac{\Delta w}{w} = \frac{\Delta M_e}{M_e} + \frac{\Delta M_s}{M_s} \quad (4.7)$$

$$\frac{\Delta V}{V} = 2 \cdot \frac{\Delta D}{D} + \frac{\Delta h}{h} \quad (4.8)$$

De plus l'équation 4.2 nous donne :

$$\ln(\rho_s) = \ln(\rho_a) + \ln(\rho_b) - \ln(A) \quad (4.9)$$

en dérivant logarithmiquement,

$$\frac{d\rho_s}{\rho_s} = \frac{d\rho_a}{\rho_a} + \frac{d\rho_b}{\rho_b} - \frac{dA}{A} \quad (4.10)$$

avec,

$$\frac{dA}{A} = \frac{d\rho_b + dX_b \cdot (\rho_a - \rho_b) + X_b \cdot (d\rho_a - d\rho_b)}{A} \quad (4.11)$$

et, puisque  $X_b = \frac{M_b}{M-s}$ ,

$$\frac{dX_b}{X_b} = \frac{dM_b}{M_b} + \frac{dM_s}{M_s} \quad (4.12)$$

d'où, en passant à l'écriture de l'incertitude  $\Delta$  :

$$\frac{\Delta\rho_s}{\rho_s} = \frac{\Delta\rho_a}{\rho_a} + \frac{\Delta\rho_b}{\rho_b} + \frac{\Delta\rho_b + [X_b \cdot (\frac{\Delta M_b}{M_b} + \frac{\Delta M_s}{M_s})] \cdot (\rho_a - \rho_b) + X_b \cdot (\Delta\rho_a + \Delta\rho_b)}{(\rho_a - \rho_b) \cdot X_b + \rho_b} \quad (4.13)$$

Finalement, en injectant les équations 4.13, 4.7 et 4.8 dans l'équation 4.6, on obtient :

$$\boxed{\frac{\Delta S}{S} = \frac{\Delta M_e}{M_e} + 2\frac{\Delta M_s}{M_s} + \frac{\Delta\rho_a}{\rho_a} + \frac{\Delta\rho_b}{\rho_b} + \frac{\Delta\rho_b + [X_b \cdot (\frac{\Delta M_b}{M_b} + \frac{\Delta M_s}{M_s})] \cdot (\rho_a - \rho_b) + X_b \cdot (\Delta\rho_a + \Delta\rho_b)}{(\rho_a - \rho_b) \cdot X_b + \rho_b} + \frac{(2 \cdot \frac{\Delta D}{D} + \frac{\Delta h}{h}) \cdot V \cdot \rho_s + [\frac{\Delta\rho_a}{\rho_a} + \frac{\Delta\rho_b}{\rho_b} + \frac{\Delta\rho_b + [X_b \cdot (\frac{\Delta M_b}{M_b} + \frac{\Delta M_s}{M_s})] \cdot (\rho_a - \rho_b) + X_b \cdot (\Delta\rho_a + \Delta\rho_b)}{(\rho_a - \rho_b) \cdot X_b + \rho_b}] \cdot \rho_s \cdot V + \Delta M_s}{(V \cdot \rho_s - M_s)}} \quad (4.14)$$

On se ramène ainsi à une écriture d'erreur ne faisant intervenir que des paramètres mesurés ou calculables sur la base de paramètres mesurés et des erreurs relatives de paramètres mesurés :

- erreurs relatives de masses :  $\Delta M_s, \Delta M_e, \Delta M$ ,
- erreurs relatives de longueur :  $\Delta h, \Delta D$ ,
- erreurs relatives de masses volumiques :  $\Delta\rho_a, \Delta\rho_b$

Au vu du protocole suivi pour les mesures de ces paramètres, nous considérerons :

- $\Delta M_s = \Delta M_e = \Delta M_t = 0.1$  gramme,
- $\Delta h = 0.25$  mm et  $\Delta D = 0.1$  mm ,
- $\frac{\Delta\rho_a}{\rho_a} = \frac{\Delta\rho_b}{\rho_b} = 1\%$

#### 4.5.2 Rappel des données expérimentales mesurées

Au cours des essais, le système d'acquisition permet d'enregistrer en continu les données nécessaires à notre étude. Voici une liste récapitulative, au sein de laquelle les données utilisées pour le calcul de la transmissivité sont soulignées :

- sur chaque axe (Z, Y1, Y2, X1 et X2) : effort [N] et déplacement relatif [mm],
- pression d'injection statique (système d'affichage en bars mais mesurée en Pa),
- débit massique d'injection (mesuré en gr/min),
- température du fluide [°C],
- pour chaque secteur de la membrane (5 en tout) : masse d'eau sortante cumulée [gr],

- temps [sec],

Notons que la pression d'injection utilisée pour le calcul tient compte des pertes de charge existant entre le manomètre et le point d'injection dans l'interface. Il s'agit donc d'une pression relative corrigée des pertes de charge.

### 4.5.3 Hypothèses formulées et calcul de la transmissivité

Du point de vue de l'écoulement, l'interface Argilite Bentonite, tout comme un joint rocheux, est un ensemble de vides dans lesquels s'écoule un débit  $Q$  de fluide injecté sous une pression  $p$ . Afin de se rattacher à des résultats connus et d'obtenir des éléments de comparaison (notamment avec des écoulements possibles dans la roche ou dans la bentonite), de nombreux auteurs (Hans et al [90], Esaki et al [65], Lee et al [112], Mourzenko et al [135]) ont l'habitude de décrire le joint rocheux comme un milieu poreux de perméabilité  $k$  dans lequel s'écoule le fluide. Nous ferons de même avec les interface argilite bentonite étudiées ici. Le calcul menant à la transmissivité intrinsèque depuis les données hydrauliques ainsi que les hypothèses admises sont précisées ci dessous.

Considérons l'interface comme un espace vide d'épaisseur  $e$  variable selon la direction  $z$  normale au plan, très petite devant les dimensions horizontales de cet espace (figure 4.11). En chaque point de l'interface, il est possible d'écrire la vitesse du fluide  $\underline{v}$  (dimension  $[L].[T]^{-1}$ ) comme une fonction de la charge hydraulique  $h$  (dimension  $[L]$ ) et du tenseur de perméabilité  $\underline{k}$  (dimension  $[L].[T]^{-1}$ ) en accord avec la loi de Darcy pour un écoulement laminaire sans forces de gravité (Coussy et al [29]) :

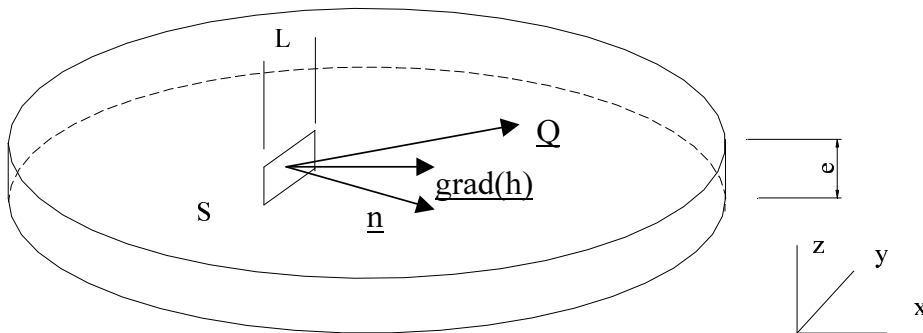


FIG. 4.11 – Espace vide d'épaisseur  $e$  dans lequel se produit l'écoulement régi par la loi de Darcy.

$$\underline{v} = -\underline{k} \cdot \underline{grad}(h) \quad (4.15)$$

Si l'on considère le problème dans le plan de l'interface en considérant une vitesse moyenne sur  $z$ , le point de vue 3D peut être réduit à 2D. On considère alors le tenseur de perméabilité  $\underline{k}$  dans la base  $(x,y)$ . S'agissant de la perméabilité isotrope, il est d'usage de ramener la perméabilité  $k$  à une perméabilité intrinsèque  $K$  (dimension  $[L^2]$ ) indépendante des propriétés du fluide, on a alors :

$$\underline{k} = \frac{\underline{K} \gamma_w}{\mu} \quad (4.16)$$

Avec,

$\mu$  : viscosité dynamique du fluide (dimension  $[M].[L]^{-1}.[T]^{-1}$ ),

$\gamma_w$  : poids volumique du fluide (dimension  $[M].[L]^{-2}.[T]^{-2}$ ).

Si ce fluide traverse une aire  $S$  de normale  $\underline{n}$  située dans le joint considéré comme un milieu poreux, le débit s'écrit alors :

$$\underline{Q} = -\frac{\gamma_w \cdot S}{\mu} \underline{K} \cdot \underline{grad}(h) \quad (4.17)$$

En définissant la transmissivité comme le produit de la perméabilité par l'épaisseur du joint,

$$\underline{t} = \underline{k} \cdot e \quad (4.18)$$

ou, en intrinsèque :

$$\underline{T} = \underline{K} \cdot e \quad (4.19)$$

On obtient alors pour le débit local :

$$\underline{Q} = -\frac{\gamma_w \cdot L}{\mu} \underline{T} \cdot \underline{grad}(h) \quad (4.20)$$

car on définit :

$$S = L \cdot e \quad (4.21)$$

L'équation 4.20 doit être intégrée sur la géométrie de l'interface pour que l'on puisse exploiter les données macro qui sont mesurées lors des essais. Se pose alors la question du choix de la géométrie à prendre en considération, sachant que la géométrie exacte est inconnue. Une géométrie pour laquelle l'intégration de l'équation en débit est simple est un écoulement circulaire isotrope (Hans et al [90]). Le développement est alors le suivant :

Si on considère un joint annulaire isotrope de rayon intérieur  $r_i$  et de rayon extérieur  $r_e$ , soumis à une charge hydraulique  $h_i$  sur le périmètre interne et une charge nulle sur le périmètre externe, la solution classique en régime permanent est une évolution logarithmique de la charge hydraulique :

$$h(r) = h_i \cdot \frac{\ln(r/r_e)}{\ln(r_i/r_e)} \quad (4.22)$$

L'écoulement est purement radial et le débit traversant le joint s'écrit :

$$Q = 2\pi \cdot \frac{\gamma_w \cdot T}{\mu} \cdot h_i \cdot \frac{1}{\ln(r_e/r_i)} \quad (4.23)$$

D'où la valeur de transmissivité intrinsèque :

$$T = \frac{\ln(r_e/r_i)}{2\pi} \cdot \frac{\mu}{\gamma_w} \cdot \frac{Q}{h_i} \quad (4.24)$$

ou encore, puisque  $\Delta P = \gamma_w \cdot h_i$  :

$$\boxed{T = \frac{\ln(r_e/r_i)}{2\pi} \cdot \mu \cdot \frac{Q}{\Delta P}} \quad (4.25)$$

C'est l'équation qui sera utilisée pour le dépouillement des essais Argilite Mortier.

Dans le cas de l'interface roche bentonite, il s'agit, selon nos observations, d'un écoulement 1D dans une rainure de section constante rectangulaire de largeur  $L$  et de profondeur  $e_h$ . Le gradient hydraulique (pour une section et une ordonnée  $z$  constantes) lors de l'écoulement sur un rayon s'écrit :

$$grad(h) = \frac{P_{sortie} - P_{injection}}{(r_e - r_i) \cdot \gamma_w} = \frac{P_{atm} - P_{injection}}{(r_e - r_i) \cdot \gamma_w} \quad (4.26)$$

En pression relative :

$$grad(h) = -\frac{P_{injection}}{(r_e - r_i) \cdot \gamma_w} \quad (4.27)$$

Ceci reporté dans l'équation 4.20 nous donne :

$$Q = T \cdot \frac{L}{\mu} \cdot \frac{P_{injection}}{r_e - r_i} \quad (4.28)$$

La transmissivité calculée à partir des données expérimentales de pression et débit d'injection vaut finalement :

$$\boxed{T = \frac{Q}{P_{injection}} \cdot \frac{\mu \cdot (r_e - r_i)}{L}} \quad (4.29)$$

Avec :

$Q$  en  $m^3/s$ ,  
 $P_{injection}$  en Pa,  
 $\mu$  en Pa.s,



$L=1\text{mm}$  (valeur arbitraire)  
 $r_e = 31.5\text{mm}$  et  $r_i = 2.5\text{mm}$  ,  
 $T$  en  $\text{m}^3$ .

Rappelons les hypothèses faites pour arriver à ce résultat :

La loi de Darcy suppose un écoulement laminaire (Bourbié et al [29]); il s'agit de l'hypothèse majeure de ce calcul. Nous verrons quels moyens seront mis en oeuvre pour vérifier sa validité. Les autres hypothèses (passage des paramètres locaux aux paramètres macro, écoulement isotrope ou non, géométrie de l'écoulement) n'ont pas grande importance. En effet, pour caractériser la capacité de l'interface à laisser percoler l'eau, le rapport  $Q/P$  est suffisant car la géométrie des interfaces est constante au cours des campagnes d'essais. Ce rapport convient donc pour l'étude de l'influence des mélanges. Toutefois, pour exploiter plus profondément ces résultats et bénéficier d'éléments de comparaison, il convient de définir non pas  $P$ , mais un gradient hydraulique. Une fois fait le choix d'un cas d'écoulement, il est possible, en résolvant les équations ci avant, d'exprimer des résultats prenant en compte la forme de l'écoulement. Ces résultats peuvent ainsi être comparés à d'autres essais, dans la mesure où la géométrie est définie. Finalement, les éléments intéressants de l'étude sont l'évolution de la transmissivité intrinsèque de l'interface en fonction des sollicitations mécaniques et un ordre de grandeur de la transmissivité initiale nous verrons, lors de la discussion des résultats, la définition du facteur  $\theta$  permettant de décrire l'évolution de la transmissivité.

---

## Chapitre 5

---

### Résultats expérimentaux et discussion

---

Nous présentons dans ce chapitre, l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus au cours de ce travail de thèse. Nous débuterons logiquement par la campagne menée sur les interfaces argilite mortier car, outre le fait que ce fut la première série d'essais, elle a permis, par les conclusions que nous en avons tiré, d'améliorer la suite des investigations. Avant d'exposer les résultats obtenus lors de la seconde campagne, nous éclaircirons quelques points du comportement mécanique des mélanges choisis par une présentation des essais préliminaires. Ainsi, les premières conclusions et remarques concernant les matériaux argileux serviront de base pour expliquer les résultats obtenus lors des essais sur interfaces argilite bentonite. D'une façon générale, après avoir vu l'ensemble des résultats expérimentaux mécaniques et hydromécaniques obtenus, nous discuterons leur pertinence. Nous proposerons également un cas d'application pratique des résultats des essais réalisés.

#### 5.1 Structure de ce chapitre

De même que précédemment, nous commençons par présenter succinctement la structure du chapitre afin que le lecteur ait une vision globale de notre exposé et qu'il puisse apprécier la logique du chapitre. Nous traiterons successivement :

- des essais sur les interfaces Argilite Mortier (notées AM),
- de la série d'essais préliminaires (Proctors, mesures de vitesses de propagation d'ondes P et S, essais de compressions oedométriques),
- des essais de compression hydromécanique sur les interfaces Argilite Bentonite (notées AB),
- des essais de cisaillement purement mécaniques sur des interfaces Argilite Bentonite,
- des essais de cisaillement hydromécanique sur des interfaces Argilite Bentonite.

Pour chacun de ces types d'essai, nous commencerons par présenter les résultats obtenus selon différents plans d'étude (la trame utilisée sera toujours la même) puis, nous analyserons les

résultats, d'un point de vue mécanique puis hydromécanique, et discuterons de leur pertinence.

Le tableau 5.1 recense les différents types d'essais avec, pour chacun, les objectifs fixés et dans quelle mesure ces objectifs ont été atteints.

Série d'essais	Objectifs	Sont-ils atteints ?
Interfaces AM en compression simple	influence des paramètres des épontes	oui
	influence du rejet latéral entre épontes	oui
	résultats conformes aux "joints rocheux"	oui
Essais préliminaires	influence de la fraction massique de bentonite ordre de grandeur du module oedométrique et du coefficient de poisson de la bentonite	oui
	ordre de grandeur de la cohésion et de l'angle de frottement de la bentonite	oui
Interfaces AB en compression simple	identification des phénomènes majeurs pilotant le comportement HM	oui
	influence de la fraction massique de bentonite	oui
	influence du ciment dans le mélange BC	oui
	intérêt des mélanges BS et BR par rapport au béton	oui
Interfaces AB en cisaillement mécanique	comparaison résistance au cisaillement de la bentonite et de l'interface AB	oui
	influence de la rugosité de l'éponte supérieure	à approfondir
Interfaces AB en cisaillement hydromécanique	influence du fluide sur la résistance mécanique	à approfondir
	caractérisation de la transmissivité en cisaillement	à approfondir

TAB. 5.1 – Différents types d'essais réalisés, objectifs à atteindre et réussite de la campagne d'essais.

Nous allons progressivement exposer les résultats propres à chaque série d'essais puis les discuter pour démontrer en quoi les objectifs que nous nous sommes fixés sont atteints.

## 5.2 Essais de compression pure hydromécanique sur interface Argilite Mortier

Cette première campagne a pour but d'étudier une interface argilite béton représentée au laboratoire par une interface argilite mortier et de dégager, outre le comportement général de ce type d'interface, l'influence relative des différents paramètres d'épontes présentés lors du chapitre dédié aux programmes expérimentaux (paragraphe 4.2.1.2). Vu le faible nombre d'essais (14 prévus), nous présentons l'ensemble des résultats obtenus puis discuterons ces derniers en dégageant les différents points importants pour cette première étude d'interface.

### 5.2.1 Température du fluide

Durant la campagne d'essai, la température du fluide a été mesurée pour chaque essai à l'aide d'un thermomètre à alcool. Cette mesure intervient pour le calcul de la transmissivité intrinsèque car la viscosité du fluide dépend de la température. En effet, d'après les tables disponibles dans l'ouvrage de Lencastre [114], il est possible de calculer la viscosité par interpolation linéaire. Nous représentons, figure 5.1, la température mesurée en degré Celsius par ordre chronologique d'essai.

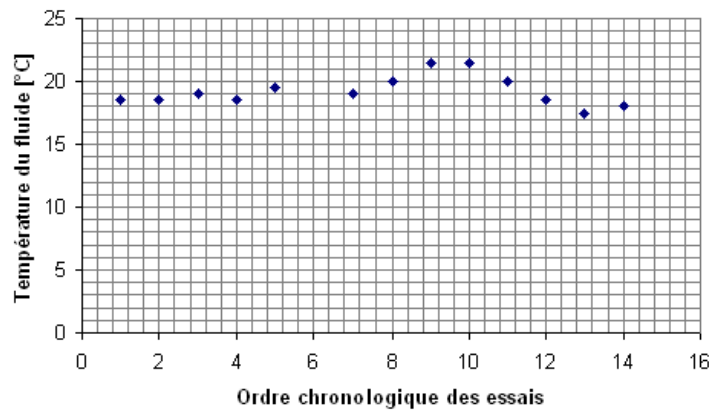


FIG. 5.1 – Valeurs de température de fluide relevées pour chaque essai hydromécanique sur une interface Argilite Mortier par ordre chronologique de réalisation des essais.

La température varie peu car les essais ont été réalisés pendant un laps de temps relativement court (un mois). Nous verrons qu'il n'en va pas de même pour les essais sur interface argilite bentonite pour lesquels on peut visualiser des variations saisonnières.

Les valeurs extrêmes de viscosité et de masse volumique pour l'ensemble des essais sont récapitulées dans le tableau 5.2.

	Masse volumique [ $kg/m^3$ ]	Viscosité dynamique [Pa.s]
à 18.5°C	998	1.11E-6
à 21.5°C	997.4	1.03E-6

TAB. 5.2 – Valeurs de masse volumique et viscosité dynamique de l'eau pour les températures extrêmes relevées lors des essais AM.

### 5.2.2 Présentation des résultats

Nous exposons, figures 5.2 et 5.3, les résultats intéressants pour ces séries de compressions pures hydromécaniques. Dans un premier temps, étudions la réponse mécanique à travers l'évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. Ce plan permet de quantifier la raideur des échantillons.

Nous pouvons suivre, figure 5.2, la réponse mécanique des différents essais pour une montée en charge. Remarquons que l'étude n'a été menée qu'en charge et non en décharge. A part deux essais qui se démarquent dans ce plan (1AM et 9AM), les réponses mécaniques sont très groupées.

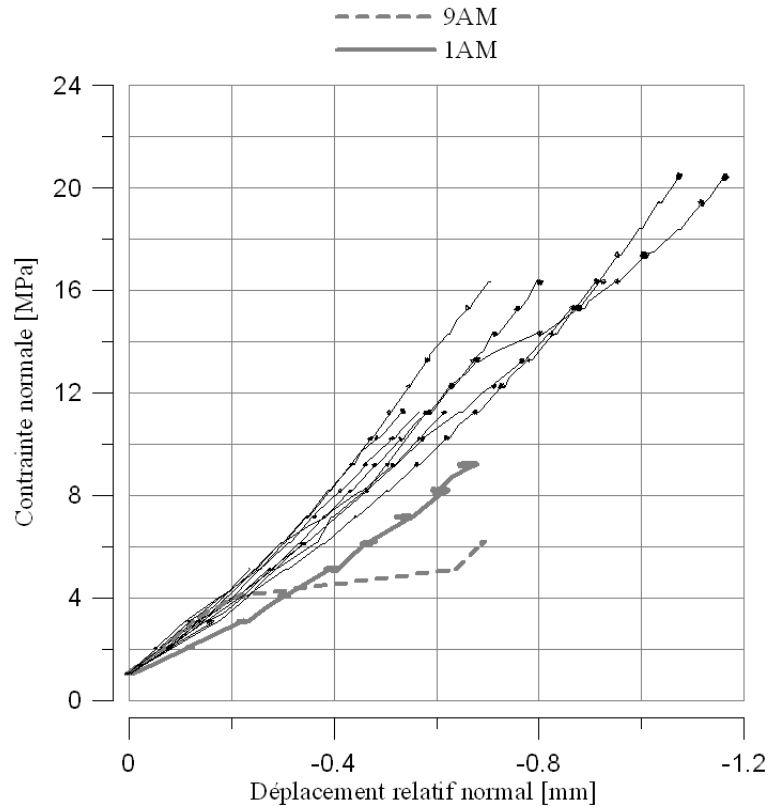


FIG. 5.2 – Essais sur interface Argilite Mortier : évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

C'est d'ailleurs pour cette raison que seuls les essais qui se détachent ont été mis en évidence sur la figure. la raideur moyenne relevée est de l'ordre de 16 MPa/mm.

Considérons que les déformations se concentrent dans la section réduite des deux épontes de l'échantillon (carotte d'argilite et son vis à vis de mortier de 5 mm de hauteur cf. figure 4.5). De même considérons qu'avec le scellement que l'on a, il existe un frottement important entre la roche et le béton mais qui n'empêche pas la déformation de la roche dans le scellement. Autrement dit, les déformations ne sont pas homogènes. Si cela complique le calcul du module d'Young, nous pouvons toutefois en donner un encadrement. Si on considère que seule la partie émergeant du scellement est sollicitée alors le module vaut  $E_{inf} = k_n \cdot H_1$ . Si on considère que toute la carotte d'argilite (de hauteur maximale de 65 mm) ainsi que son vis à vis de mortier sont sollicités, on obtient  $E_{max} = k_n \cdot H_2$ . L'encadrement du module donne :

$$160MPa \leq E \leq 1120MPa$$

Ces valeurs de module sont bien inférieures aux modules des deux matériaux en contact. On peut estimer les ordres de grandeurs suivants : entre 10 et 20 GPa pour le mortier et 10 GPa pour la roche (Rejeb [159]). Précisons qu'il ne peut pas y avoir glissement entre les boîtes métalliques et le scellement. Cet écart entre les modules est imputable à la discontinuité (Barton [17]).

Si les résultats mécaniques sont groupés, il n'en va pas de même pour l'évolution de la transmissivité. En effet, les courbes sont plus dispersées et les comportements différents. Malgré tout, il

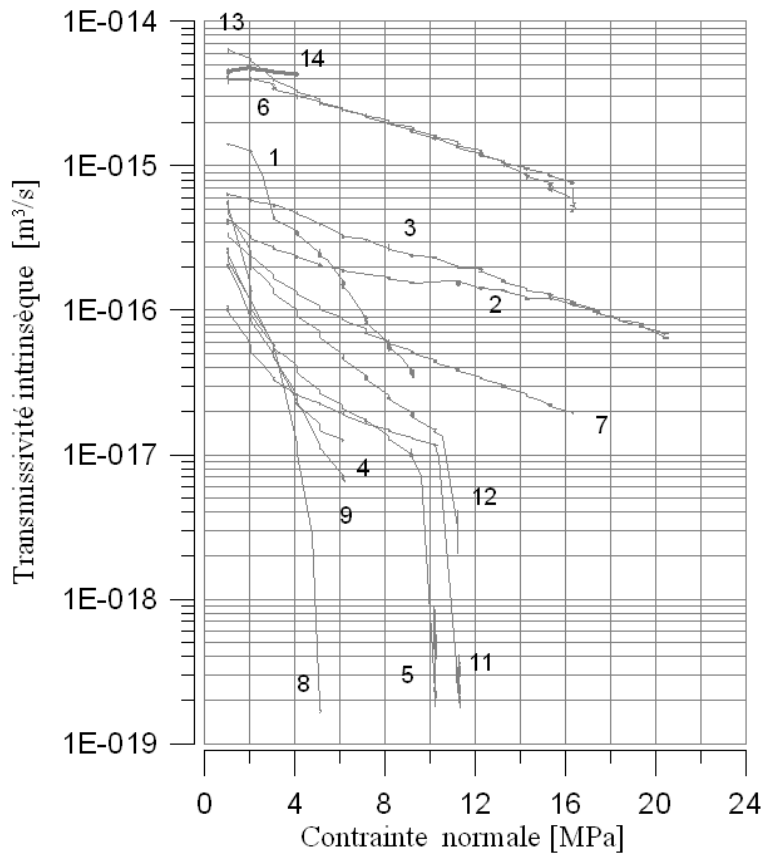


FIG. 5.3 – Essais sur interface Argilite Mortier : évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. Hypothèse d'écoulement dans un milieu poreux homogène circulaire isotrope d'épaisseur  $e$ .

est possible de dégager des influences remarquables. Sur la figure 5.3, l'évolution de la transmissivité est représentée en échelle semi logarithmique et il en sera ainsi pour la majeure partie des courbes. De plus, la courbe est annotée du numéro des essais. Ainsi que nous l'avons dit précédemment, les contraintes finales ont été adaptées à la réponse de l'échantillon, aux capacités de la BCR3D et à la tenue aux fuites du système d'injection. Globalement, nous pouvons observer une décroissance de la transmissivité au fur et à mesure de l'augmentation de la contrainte normale. Ce résultat, classique de la mécanique des roches, est dû à une réduction des vides et à une augmentation de la tortuosité (Hans et al [90], Lee et al. [112]).

Par contre, nous pouvons remarquer que la décroissance de la transmissivité avec la contrainte normale est quasi linéaire (pour une représentation en échelle semi logarithmique) et qu'elle diffère suivant les essais. En fait, elle est quasi linéaire tant que l'interface n'est pas complètement refermée (1ère partie des essais 5AM, 11AM et 12AM).

Notons également la dispersion des courbes : entre les deux réponses extrêmes (8AM et 13AM), il existe un facteur 100 entre les transmissivités initiales (qui varient de  $1E-16 \text{ m}^3$  à  $1E-14 \text{ m}^3$ ) et un facteur 1000 à 4 MPa (juste avant la fermeture). Ceci fera l'objet d'un discussion paragraphe 5.2.3.2.

### 5.2.3 Discussion des résultats

Il est d'usage, en géotechnique, d'utiliser des échantillons de sol représentatifs du milieu que l'on souhaite caractériser. Les hétérogénéités de ce milieu permettent de définir le volume élémentaire représentatif (VER) qu'il convient d'étudier. Il convient donc, avant toute chose, de s'interroger sur la représentativité des interfaces reconstituées au laboratoire. Les hétérogénéités déterminant la surface élémentaire représentative (SER) sont celles de la roche suite à l'excavation.

Une prise en compte plus exacte de la roche telle qu'il est possible de la trouver in situ nécessite de travailler avec des répliques d'échantillons rocheux de plus grandes dimensions que ceux que nous avons utilisés. Les surfaces testées au laboratoire peuvent être considérées comme des SER au regard des hétérogénéités que nous avons créées, par contre, on ne peut pas considérer qu'elles sont représentatives d'interfaces réelles. Ceci est valable pour les interfaces Argilite Mortier et Argilite Bentonite. De ce fait, il est nécessaire d'aborder le chapitre 6, dédié à une étude grandeur nature, en connaissance de cause bien que ces considérations de SER ne remettent pas en cause la validité des observations et conclusions expérimentales.

#### 5.2.3.1 Dispersion

Nous utiliserons, pour quantifier la dispersion entre les résultats, les essais ayant les mêmes paramètres. En se référant au tableau 4.2 du paragraphe 4.2.1.2, nous pouvons établir les paires d'essais utilisables pour cette étude de dispersion. Nous comparons ainsi les essais 2 et 3, 8 et 9 puis 4 et 12. Nous nous intéressons aux écarts de pression, de débit et de transmissivités pour différents niveaux de contrainte normale : en début d'essai ( $\sigma_n = 1$  MPa), en cours d'essai puis en fin d'essai juste avant la fermeture. Les résultats sont présentés tableau 5.3.

Essais Comparés	4AM 12AM	8AM 9AM	2AM 3AM	4AM 12AM	8AM 9AM	2AM 3AM	4AM 12AM	8AM 9AM	2AM 3AM
$\sigma_n$ [MPa]	Contrainte initiale			Contrainte intermédiaire			Contrainte finale		
	1	1	1	3	3	11	4	6	20
$\frac{\Delta Q}{Q}$	0.67	0.27	0.36	0.65	0.62	0.09	0.57	0.03	0.18
$\frac{\Delta P}{P}$	0.57	0.51	0.02	0.08	0.15	0.12	0.35	0.2	0.12
$\frac{\Delta T}{T}$	0.3	0.65	0.37	0.66	0.54	0.25	0.75	0.15	0.06

TAB. 5.3 – Ecart relatif entre pressions, débits et transmissivités pour les paires d'essais ayant les mêmes paramètres à trois niveaux de contrainte normale.

Ces calculs d'écart relatifs mettent en évidence une large plage de dispersion de résultats (de 6% à 75% pour la transmissivité entre deux essais ayant les mêmes caractéristiques). La base de données constituée par les essais Argilite Bentonite étant plus importante, nous développerons plus longuement l'étude de dispersion dans le cadre de la seconde campagne d'essais. Retenons toutefois que pour deux essais ayant les mêmes caractéristiques, les écarts entre pressions et transmissivité induites par des écarts entre les débits sont très variables et peuvent atteindre des valeurs importantes (jusqu'à 75%). Dès lors, il est possible de conclure en terme de tendance d'évolution et d'ordre de grandeur de transmissivité mais il convient d'être prudent en utilisant des valeurs finies comme argument de démonstration.

### 5.2.3.2 Influence des différents paramètres

Malgré la dispersion que nous avons mise en évidence au paragraphe précédent, intéressons nous à l'influence éventuelle des différents paramètres sur le comportement hydromécanique de l'interface. Dans un premier temps, nous pouvons remarquer, figure 5.3, que les transmissivités initiales sont dispersées. Afin d'étudier l'évolution de la transmissivité indépendamment de la transmissivité initiale, nous définissons le facteur d'évolution de la transmissivité noté  $\theta$  et défini comme suit :

$$T(\sigma_n, P, Q) = \theta(\sigma_n, P, Q) \cdot T_1^{max}$$

avec  $T_1^{max}$  transmissivité maximale relevée à la première étape de chargement. Lorsque l'écoulement n'est pas laminaire, la transmissivité dépend des conditions hydrauliques P et Q, c'est pourquoi nous le faisons apparaître dans l'expression permettant de définir  $\theta$ . En théorie  $\theta$  évolue de 1 (pour  $\sigma_n = 1$  MPa) vers 0. Nous représentons, figure 5.4, ce facteur  $\theta$  pour les essais AM.

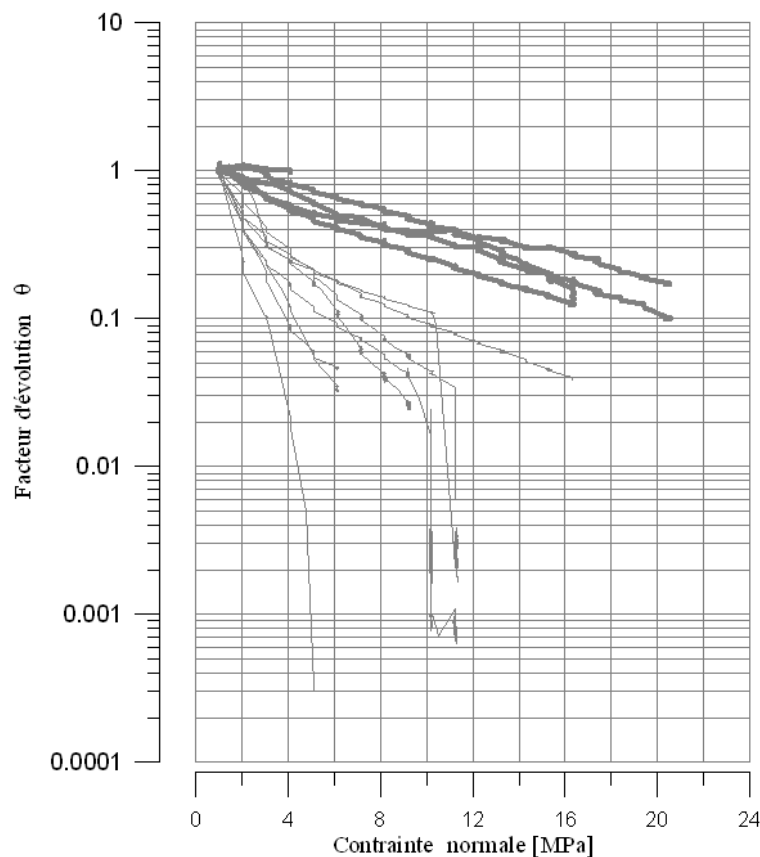


FIG. 5.4 – Essais sur interface Argilite Mortier : évolution du facteur d'évolution  $\theta$  en fonction de la contrainte normale. Hypothèse d'écoulement dans un milieu poreux homogène circulaire isotrope d'épaisseur  $e$  et  $\theta$  tel que  $T(\sigma_n, P, Q) = \theta(\sigma_n, P, Q) \cdot T_1^{max}$  avec  $T_1^{max}$  transmissivité maximale relevée à la première étape de chargement.

Nous pouvons constater qu'il se dégage clairement deux tendances de comportement. Certains essais (4AM, 5AM, 8AM, 9AM et 11AM) se referment pour des contraintes allant de 4 MPa à 6 MPa alors que d'autres (2AM, 3AM, 6AM, 7AM et 13AM) voient leur transmissivité diminuer



beaucoup plus lentement avec la contrainte normale. Cette différence de comportement est imputable au rejet latéral imposé ou non à l'interface en début d'essai. En effet, la forte chute de transmissivité, passé un certain niveau de contrainte normale, visible sur les essais 4AM, 5AM, 8AM, 9AM et 11AM est imputable à une fermeture de l'interface. Celle-ci est rendue possible par l'absence de rejet latéral qui autorise une imbrication parfaite des deux épontes. Notons que cette phase n'est pas prise en compte lors de la linéarisation du comportement (paragraphe 5.2.3.3) car nous considérons qu'elle n'est pas représentative de l'ensemble de l'évolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale.

En conclusion, vu la dispersion des essais, cette étude ne fait pas ressortir d'autre influence majeure que celle du rejet latéral. Précisons par ailleurs que l'orientation de la gravité par rapport au plan de l'interface a une influence lorsqu'il s'agit d'éléments de béton (i.e : avec granulats) de grandes dimensions, ce qui n'est pas le cas ici. Les résultats n'ont donc rien d'étonnant. Par ailleurs, si on se réfère à la figure 4.1, nous pouvons noter que le béton sera différent en pied de structure (ségrégation) et en voûte (remontée de laitance). Une étude plus poussée sur le sujet doit prendre en compte une formulation de béton précise en adéquation avec le contexte de l'étude et des échantillons de plus grande taille. Nous ne l'avons pas fait au cours de ce travail de thèse.

### 5.2.3.3 Linéarisation du comportement

Nous avons observé précédemment une décroissance de la transmissivité en fonction de la contrainte normale depuis une valeur maximale approximative de  $1E-14 m^3$ . Si nous considérons une évolution de la transmissivité en échelle semi logarithmique, il est possible de décrire cette dernière par une approximation linéaire. On a alors :

$$\ln(T) = -\alpha \cdot \sigma_n + \beta \quad (5.1)$$

avec  $\alpha$  : pente de la régression linéaire.

L'équation 5.1 peut être écrite de façon à mettre en évidence l'évolution de la transmissivité en fonction des mêmes paramètres.

$$T = e^\beta \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n} \quad (5.2)$$

ou, plus classiquement :

$$T = T_0 \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n} \quad (5.3)$$

avec  $T_0 = e^\beta$ .

Nous allons étudier dans un premier temps les régressions linéaires obtenues par la méthode des moindres carrés avec le logiciel Grapher (droites d'équation 5.1) dans le but de définir par la suite une loi d'évolution de la transmissivité avec la contrainte (équation 5.3). Nous visualisons, figure 5.5, l'ensemble des droites obtenues dont les paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  sont listés dans le tableau

5.4. Nous avons pris soin de séparer les essais avec rejet des essais sans rejet. Par ailleurs, les essais 14AM et 10AM n'y figurent pas. En regroupant les essais comme fait dans le tableau, il est possible de définir un coefficient  $\alpha$  moyen ainsi que l'écart type. Par la suite, la loi de décroissance devient :

$$T = T_0 \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n} \text{ avec } \alpha \approx 0.12 \text{ pour les essais avec rejet et } \alpha \approx 0.54 \text{ pour les essais sans rejet.}$$

Au delà du jugement qualitatif, cette linéarisation de comportement permet de quantifier la différence de décroissance de la transmissivité en fonction de la contrainte normale. Il apparaît clairement que les essais avec rejet se referment beaucoup plus lentement que les essais sans rejet. En effet, un facteur 4.5 existe entre les coefficients de décroissance  $\alpha$  de chaque série. Comme nous l'avons dit précédemment, cet écart est dû à la meilleure imbrication des épontes lors des essais sans rejet qui génère une meilleure réduction des vides. Nous verrons de plus, au sixième chapitre, en quoi cette linéarisation est intéressante pour étudier un cas pratique du contexte de stockage des déchets nucléaires.

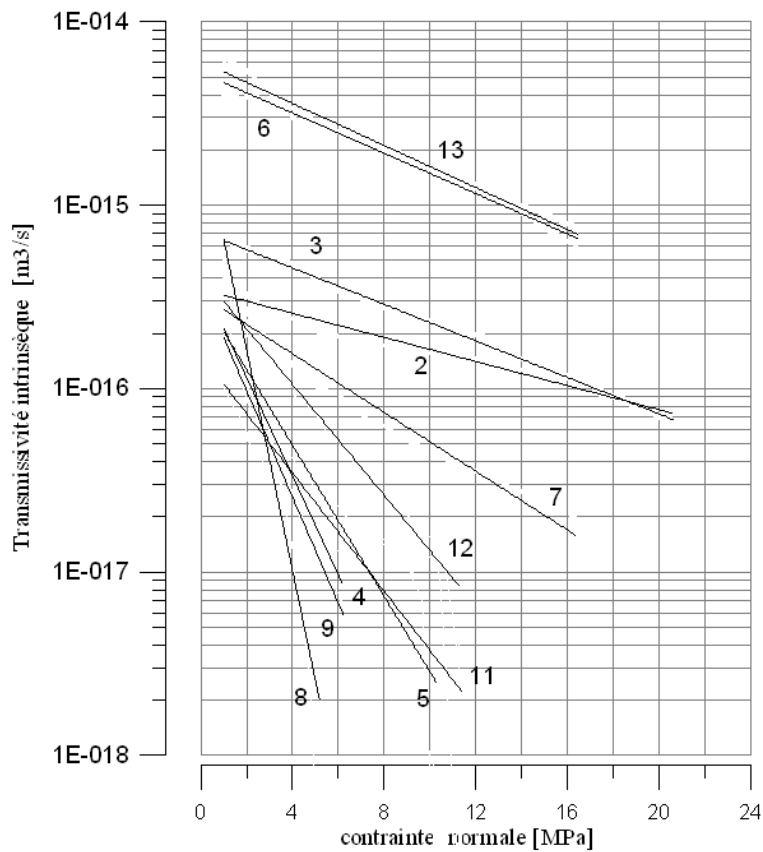


FIG. 5.5 – Evolution linéarisée de la transmissivité en fonction de la contrainte normale pour l'ensemble des essais sur les interfaces Argilite Mortier (sauf 10AM et 14AM qui ne sont pas exploitables). Approximation faite avec Grapher sans prendre en compte la fermeture de l'interface.

Essais		Echelle logarithmique		Echelle normale	$\bar{\alpha}$	Ecart type	$\alpha_{max}$	$\alpha_{min}$
		$\ln(T) = -\alpha \cdot \sigma_n + \beta$		$T = T_0 \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n}$				
		$\alpha$	$\beta$	$T_0 = e^\beta$				
Avec rejet	2	0.076	-35.59	3.49E-16	0.126	0.04	0.184	0.076
	7	0.184	-35.66	3.25E-16				
	3	0.115	-34.87	7.18E-16				
	13	0.132	-32.73	6.1E-15				
Sans rejet	4	0.618	-35.46	3.98E-16	0.542	0.33	1.25	0.126
	6	0.126	-32.87	5.3E-15				
	1	0.447	-33.74	2.2E-15				
	5	0.353	-36.1	2.09E-16				
	8	1.250	-33.58	2.60E-15				
	9	0.610	-35.53	3.71E-16				
	11	0.208	-37	8.53E-17				
12	0.339	-35.43	4.1E-16					

TAB. 5.4 – Coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  des approximations linéaires pour l'ensemble des essais AM permettant d'étudier la linéarisation du comportement hydromécanique en échelle logarithmique.

#### 5.2.3.4 Etude de la laminarité de l'écoulement

Nous avons réalisé pour certains essais des excursions hydrauliques (i.e : pour une contrainte normale constante, nous avons fait varier le débit et la pression). Ces excursions permettent de mettre en évidence les domaines d'écoulement laminaires et turbulent. Rappelons que la loi de Darcy utilisée pour calculer la transmissivité nécessite d'avoir un écoulement laminaire. Dans le cas contraire, des termes inertiels apparaissent compliquant l'expression du gradient hydraulique. Un terme en  $v^2$  est ajouté dans la loi de Forcheimer. On peut également trouver des termes d'ordres supérieurs (Rasoloarijaona [157]). Le fait est que, pour un écoulement laminaire, le débit est proportionnel à la pression d'injection. Ceci se traduit par une droite passant par l'origine dans un plan "Débit - Pression" .

Nous représentons, figure 5.6, les excursions obtenues pour différentes valeurs de contraintes normales (le tout est spécifié sur la figure). Les domaines turbulent et laminaire sont bien visibles dans ce plan. On remarque que l'évolution du débit en fonction de la pression est linéaire et passe par l'origine du repère pour les valeurs de débits suivantes :

- $Q \leq 120$  gr/min pour l'essai 6AM à 16 MPa,
- $Q \leq 150$  gr/min pour l'essai 13AM à 5 MPa,
- $Q \leq 500$  gr/min pour l'essai 14AM à 4 MPa,

Au delà de ces valeurs de débits, la courbe s'écarte de la droite représentant une transmissivité constante. Ceci est en adéquation avec l'ajout de termes inertiels. En effet, raisonnons avec la loi de Forcheimer en unidirectionnel pour simplifier la chose :

On avait à la base du calcul de la transmissivité :

$$|Q| = S \cdot k \cdot |\dot{\gamma}| \quad (5.4)$$

où S est la section d'écoulement. La loi de Forcheimer s'écrit (Rasoloarijaona [157]) :

$$|\underline{z}| = \frac{|\underline{v}|}{k} + b \cdot |\underline{v}|^2 \quad (5.5)$$

avec  $v$  vitesse,  $a$  et  $b$  constantes. Soit,

$$|\underline{Q}| = S \cdot |\underline{v}| = S \cdot k \cdot |\underline{z}| - b \cdot |\underline{v}|^2 \quad (5.6)$$

Ce qui traduit le fait qu'avec le même gradient hydraulique, le débit en régime turbulent est plus faible que le débit en régime laminaire. Ce raisonnement est extrapolable à toute autre loi prenant en compte des termes inertiels dans l'écriture du gradient hydraulique.

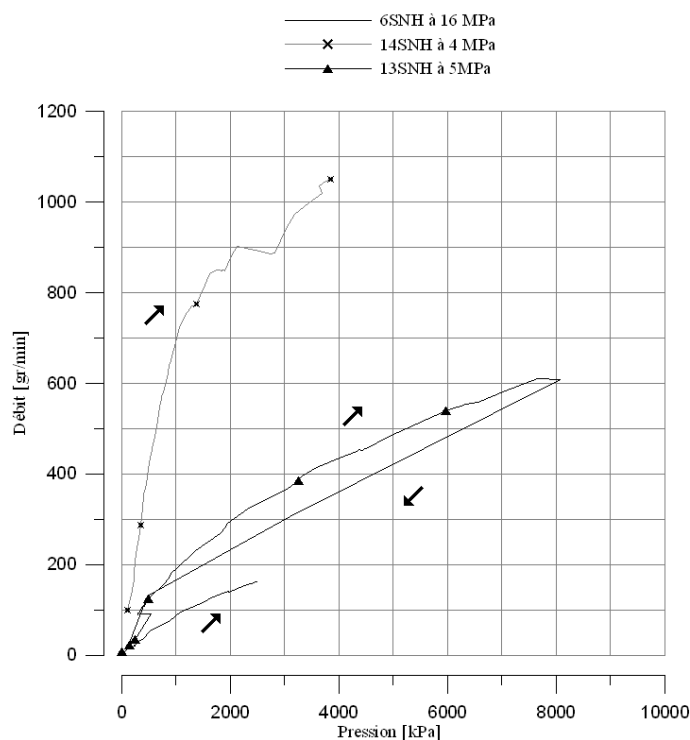


FIG. 5.6 – "Excursions hydrauliques" réalisées lors des essais 6AM, 13AM et 14AM pour différents niveaux de contraintes normales. Résultats tracés dans le plan "Débit - Pression".

Nous concluons en précisant qu'il est délicat de corréler les valeurs définissant la transition laminaire/turbulent et les niveaux de contrainte. Considérons que des débits inférieurs à 150 gr/min pour les géométries étudiées permettent de rester en régime laminaire.

#### 5.2.4 Conclusion

Avant de conclure, rappelons les objectifs que nous nous étions fixés pour cette campagne d'essais, ils sont au nombre de trois :

- dégager l'influence des paramètres des épontes (orientation de la stratification, sens de coulage du mortier)
- montrer l'influence du rejet latéral entre les épontes,
- nous situer par rapport aux résultats de la littérature sur les joints rocheux.

Nous considérons que ces objectifs sont atteints :

- bien qu'il y ait une dispersion importante des résultats, ces essais ont montré que l'orientation de la stratification, la réouverture ou non de l'interface et le sens de coulage du béton par rapport au plan de l'interface ont une influence mineure sur le comportement hydromécanique de l'interface Argilite Mortier en compression pure. Il faut noter que la dispersion concerne les valeurs proprement dites de transmissivité mais les tendances d'évolution sont des éléments fiables pour mener une analyse. Il s'agit d'une conclusion importante pour la suite car nous pourrions faire abstraction de ces paramètres lors des autres campagnes d'essais, pour nous concentrer sur d'autres paramètres d'échantillons.

- Par contre, un fait indéniable est la différence d'évolution de transmissivité avec la contrainte normale entre les essais sans rejet et ceux avec. Une étude de linéarisation du comportement a permis de quantifier cette différence et on peut estimer qu'il existe un rapport de l'ordre de 4.5 entre les coefficients de décroissance. C'est un phénomène à mettre en rapport avec le degré d'imbrication des joints rocheux soulevé, entre autres par Hans et al [90].

- Ces essais sur interface argilite mortier nous ont permis de vérifier que l'on retrouvait les résultats de comportement hydromécanique de joints rocheux disponibles dans la littérature. Ainsi, on observe la diminution de la capacité de l'interface à laisser passer un fluide sous pression lorsque la contrainte normale augmente. En outre, les excursions hydrauliques ont montré que le régime pouvait être considéré comme laminaire, pour la géométrie donnée, pour des débits allant de 150 gr/min à 200 gr/min.

## 5.3 Essais préliminaires

Ces essais vont permettre de mieux comprendre le comportement des mélanges à base de bentonite avant de commencer les essais d'interface faisant intervenir ces mêmes mélanges. Nous présentons ici les résultats des essais Proctors, des mesures de vitesses de propagation d'ondes et des compressions oedométriques.

### 5.3.1 Essais Proctor

Les résultats importants de ces essais sont les teneurs en eau optimales obtenues. En effet, lors de la phase de mise en forme, les échantillons sont soumis à une compression oedométrique jusqu'à 6 MPa. Ce compactage permet d'avoir une densité sèche bien supérieure à ce que l'on peut obtenir par compactage Proctor. C'est pourquoi nous ne présenterons que les teneurs en eau (tableau 5.3.1) sans nous attarder plus sur le sujet.

Mélanges	BS50	BS60	BS70	BS80	BS90
$W\%_{optimale}$	21	25	29	33	37
Mélanges	BR50	BR60	BR70	BR80	BR90
$W\%_{optimale}$	26	28.5	31	34.5	38
Mélanges	BC50	BC60	BC70	BC80	BC90
$W\%_{optimale}$	32	33.5	37	39	46.5

TAB. 5.5 – Teneurs en eau optimales des différents mélanges étudiés déterminées par essai Proctor.

Il est intéressant de noter que dès ces premiers essais sur le mélange particulier de la bentonite et du ciment, il ressort qu'il s'agit d'un matériau très délicat à mettre en oeuvre, puisque le temps est un facteur important, que des liaisons chimiques se créent et peuvent être rompues en travaillant le matériau, ce qui retire toute propriété plastique au mélange.

### 5.3.2 Mesures de vitesses de propagation d'ondes

#### 5.3.2.1 Résultats

Le principe de l'essai est de mesurer la vitesse de propagation des ondes P et S au sein d'un matériau afin d'en calculer le module d'Young et le coefficient de poisson. Ces paramètres sont déterminés à l'aide des formules 5.8 et 5.7 (Davidovici [54]).

$$\nu = \frac{V_p^2 - V_s^2}{2 \cdot (V_p^2 + V_s^2)} \quad (5.7)$$

$$E = 2 \cdot \rho \cdot V_s^2 \cdot (1 + \nu) \quad (5.8)$$

Ainsi l'ensemble des vitesses mesurées, visibles dans le tableau 5.6, nous permet de calculer pour différents mélanges le module d'Young et le coefficient de poisson. Dans ce tableau, un essai noté

**1PSR5** (resp. 1PSS9) correspond à un essai de propagation d'ondes **P** et **S** sur un mélange **BR** (resp. **BS**) à **50%** (resp. **90%**) de bentonite.

Essai	1PSR5	2PSR5	3PSR5	1PSS5	2PSS5	3PSS5
$V_p[m/s]$	1718	1649	1731	1924	1982	1847
$V_s[m/s]$	383	392	388	393	442	356
E [MPa]	885	910	864	955	1201	776
$\nu$	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.48
Essai	1PSR7	2PSR7	3PSR7	1PSR9	2PSR9	3PSR9
$V_p[m/s]$	1664	1630	1690	1650	1655	1589
$V_s[m/s]$	348	330	332	216	253	262
E [MPa]	694	630	639	250	345	368
$\nu$	0.47	0.47	0.47	0.49	0.49	0.49
Essai	1PSS9	2PSS9	3PSS9	4PSS9	5PSS9	6PSS9
$V_p[m/s]$	1655	1663	1413	1900	1641	1768
$V_s[m/s]$	261	238	216	288	277	284
E [MPa]	373	309	267	442	413	429
$\nu$	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49

TAB. 5.6 – Vitesses des ondes P et S mesurées sur des mélanges BR et BS, modules oedométriques et coefficients de poisson qui en découlent. Un essai noté **1PSR5** (resp. 1PSS9) correspond à un essai de propagation d'ondes **P** et **S** sur un mélange **BR** (resp. **BS**) à **50%** (resp. **90%**) de bentonite.

Nous pouvons noter que les valeurs obtenues correspondent aux ordres de grandeur donnés pour l'argile saturée par Bourbié et al [29] (cf. tableau 5.7). Les valeurs de modules d'Young qui en découlent (250 à 1000 MPa) sont en accord avec ce que l'on peut trouver dans la littérature (Dagnaux [52]). Dans beaucoup d'études, toutefois, ce sont directement les vitesses de propagation qui servent d'éléments de comparaison.

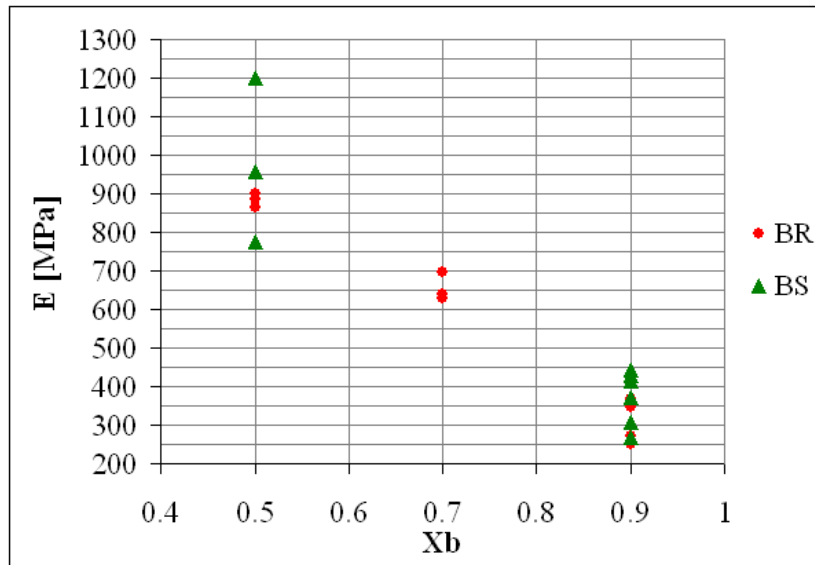
Paramètres	$V_p[m/s]$	$V_s[m/s]$	$\nu$
ordre de grandeur	1100 à 2500	200 à 800	0.45 à 0.5

TAB. 5.7 – Moyenne des vitesses de propagation d'ondes et coefficient de poisson pour une argile saturée d'après Bourbié et al [29]

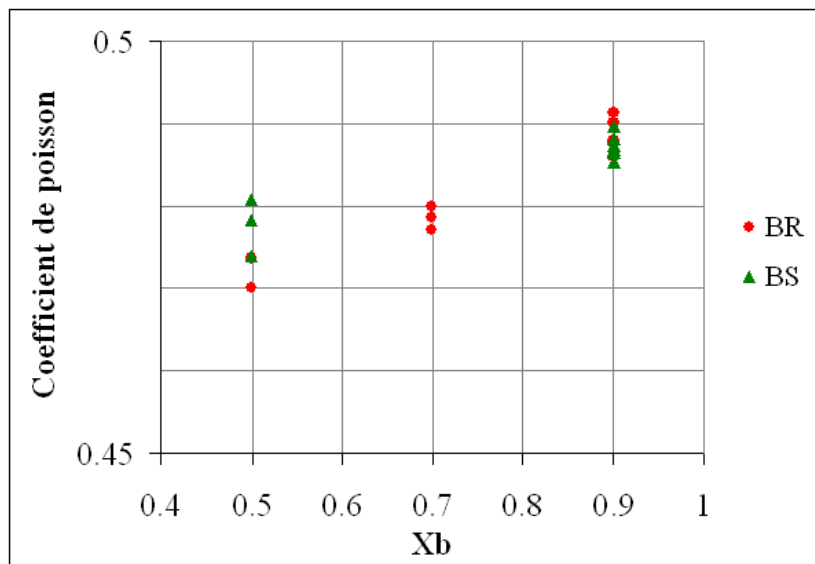
Comment évoluent le module d'Young et le coefficient de poisson avec la quantité de bentonite ? On observe une diminution du module d'Young lorsque la fraction massique de bentonite augmente, i.e, plus on a d'additif dans le mélange, plus ce dernier est raide. Si cette influence est marquée, ce n'est pas le cas de la nature de l'additif. En effet, mélanges à base de sable et roche sont confondus (figure 5.7 et tableau des vitesses). Ceci est dû au fait que le sable et l'argilite broyée ont le même poids volumique engendrant le même poids volumique de l'échantillon bentonite+additif (équation 4.2).

Par ailleurs, si l'on considère les modules moyens pour  $X_b = 0.5$  et  $X_b = 0.9$  indépendamment de la nature de l'additif, on a un rapport de module de 2.62 (équation 5.9). Nous verrons si ce rapport est conservé lors du dépouillement des essais oedométriques paragraphe suivant.

$$\frac{\overline{E_{0.5}}}{\overline{E_{0.9}}} = \frac{932}{355} = 2.62 \quad (5.9)$$



(a)



(b)

FIG. 5.7 – Mesures de vitesses de propagation d’ondes pour différents mélanges à base de bentonite : (a) évolution du module d’Young calculé par propagation d’ondes en fonction de la fraction massique de bentonite du mélange.(b) Evolution du coefficient de poisson en fonction de la fraction massique de bentonite du mélange.

### 5.3.2.2 Discussion

Ces essais nous montrent qu’il y a une influence de la composition du mélange sur les paramètres mécaniques, résultats déjà observés par Kenney [103]. Maintenant, qu’en est-il des valeurs de modules et coefficients de poisson obtenus ? Il s’agit de modules dynamiques calculés pour une plage de déformations très faible (Davidovici [54], Bourbié et al [29]). Il a été montré que des écarts importants peuvent se manifester entre les caractéristiques statiques et dynamiques des matériaux, et dans la plupart des cas, ces écarts ne sont pas prévisibles.



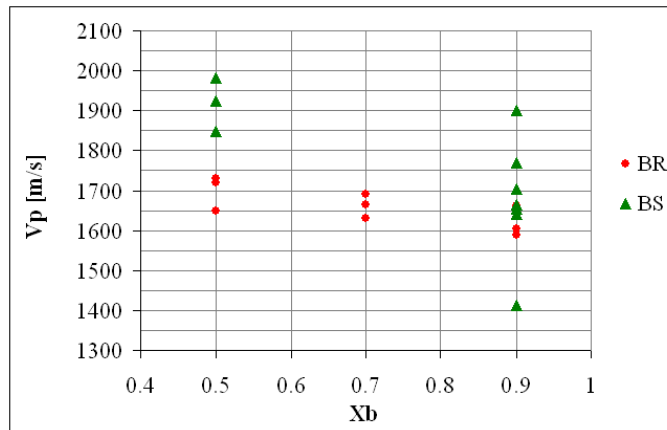
Essai	4PSS9	5PSS9	1PSR9	2PSR9	3PSR9
$V_p^{axe}$ [m/s]	1900	1641	1661	1654	1589
$V_p^{D1}$ [m/s]	1691	1615	1599	1553	1603
$V_p^{D2}$ [m/s]	1682	1615	1599	1575	1585
Rapport $\alpha 1$	1.12	1.01	1.04	1.06	0.99
Rapport $\alpha 2$	1.13	1.01	1.04	1.05	1.002

TAB. 5.8 – Etude de l’anisotropie des carottes de mélange BS et BR. Vitesses d’ondes P dans l’axe et sur 2 diamètres et rapports d’anisotropie  $\alpha = V_p^{axe}/V_p^D$ .

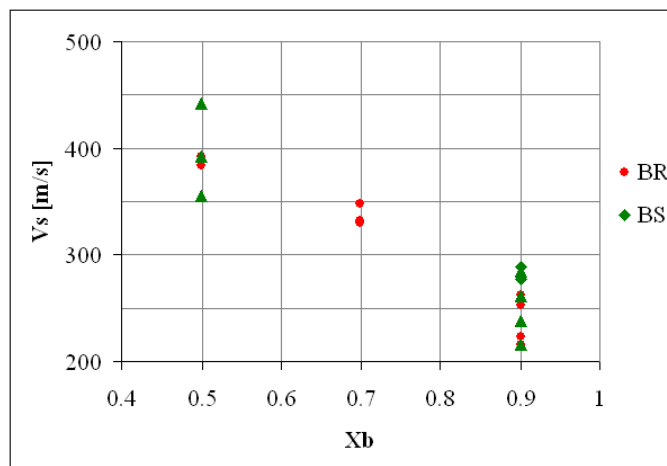
Par ailleurs, à 70% et 90% de teneur en bentonite contrairement à 50%, il est peu probable que les grains d’additif soient en contact (cf. coupes d’échantillon figure 5.9). Donc à priori, ils ne seront pas sollicités mécaniquement et c’est la raideur de la partie bentonite qui pilotera la raideur de l’ensemble du mélange. Or ici, l’influence des grains est certaine (figure 5.8). Lorsqu’on modifie la fraction massique de bentonite, la masse volumique du mélange change car additifs et bentonite n’ont pas la même masse volumique. Concrètement, en diminuant  $X_b$ , on augmente la masse volumique. Ceci est également visible figure 5.8.

Dès lors, la question à se poser est de savoir si cette influence du mélange se retrouve pour des gammes de déformations qui correspondent à un essai mécanique plus classique comme l’essai oedométrique. Si cette influence perdure, a-t-on le même rapport des modules moyens que celui calculé précédemment? C’est pour répondre à cette question que nous avons réalisé des essais oedométriques sur des mélanges BS50 et BS90.

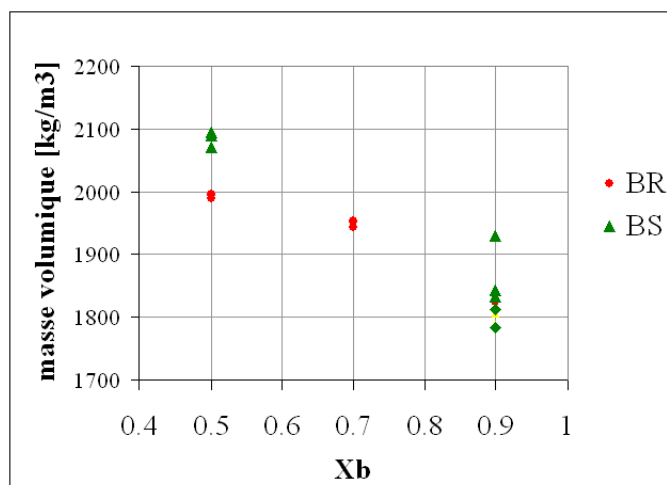
Concernant l’anisotropie éventuelle du matériau, des mesures d’ondes P ont été faites dans l’axe de la carotte ainsi que sur 2 diamètres orientés à  $90^\circ$ . La mesure des vitesses  $V_p$  de propagation d’ondes P suffit à déterminer si il y a anisotropie. En effet, si le matériau n’est pas isotrope cela se répercutera directement sur la propagation de l’onde. Les résultats, visibles tableau 5.8, laissent penser qu’il n’y a pas d’anisotropie marquée du matériau. En effet les rapports  $\alpha$  sont peu différents de l’unité. Nous considérerons donc que le matériau est isotrope même si cela n’a été mesuré que sur deux types d’échantillons.



(a)



(b)



(c)

FIG. 5.8 – Mesures de vitesses de propagation d'ondes pour différents mélanges à base de bentonite. (a) Evolution de la vitesse des ondes P en fonction de la fraction massique de bentonite  $X_b$ . (b) Evolution de la vitesse des ondes S en fonction de la fraction massique de bentonite  $X_b$ . (c) Evolution de la masse volumique des mélanges en fonction de la fraction massique de bentonite  $X_b$ .

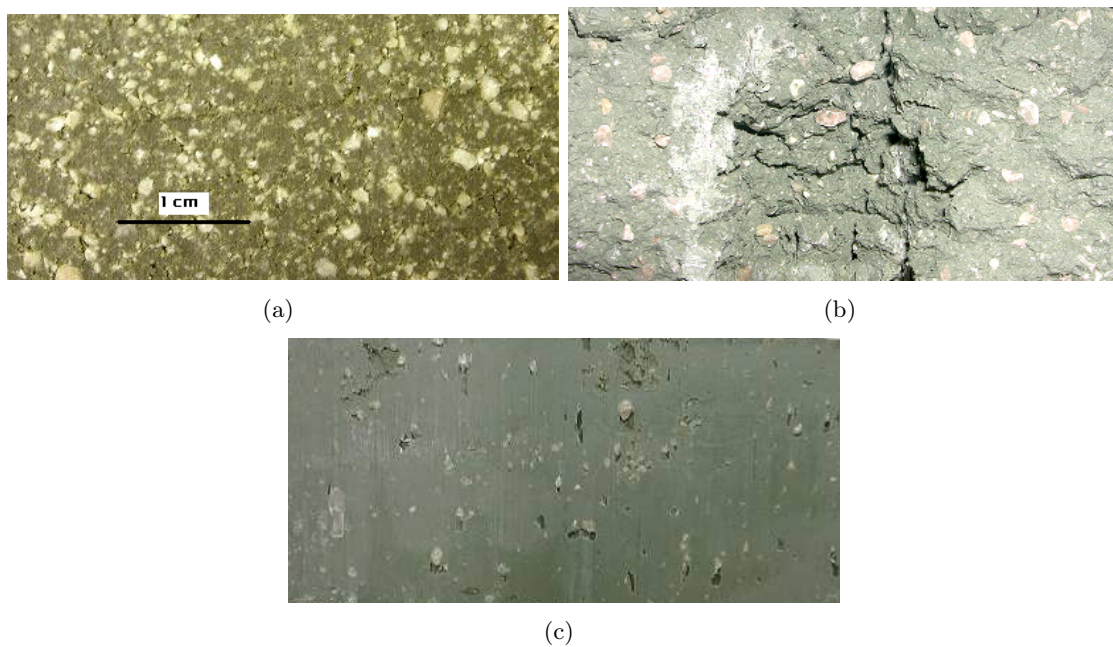


FIG. 5.9 – Coupe d'échantillons BS après essai. (a) BS à 50% de bentonite. (b) BS à 70% de bentonite. (c) BS à 90% de bentonite. La différence de concentration de grains de sable est visible. Pour les mélanges BS70 et BS90, les grains de sable ne sont pas en contact.

### 5.3.3 Essais oedométriques sur les mélanges BS50 et BS90

Ces essais sont relativement longs à cause de la phase de saturation et du chargement lent ( $8.163E - 3 \mu m/s$ ). Il faut compter 2 à 3 semaines pour un essai comprenant deux cycles de charge et décharge jusque 6 MPa. Les mesures de propagation d'ondes ayant montré la faible influence de la nature de l'additif, nous avons choisi de travailler sur un mélange BS50 et un mélange BS90 sans faire varier la nature de l'additif qui apparaît ici comme paramètre mineur. Rappelons que les essais oedométriques réalisés ne sont pas conformes à la norme puisque le chargement se fait en continu et non par paliers.

#### 5.3.3.1 Résultats obtenus

Présentons les résultats dans deux plans différents afin de mettre en évidence les paramètres qui nous intéressent pour quantifier la différence entre les deux réponses : modules oedométriques sécants et coefficients  $C_c$  et  $C_s$  (figure 5.10).

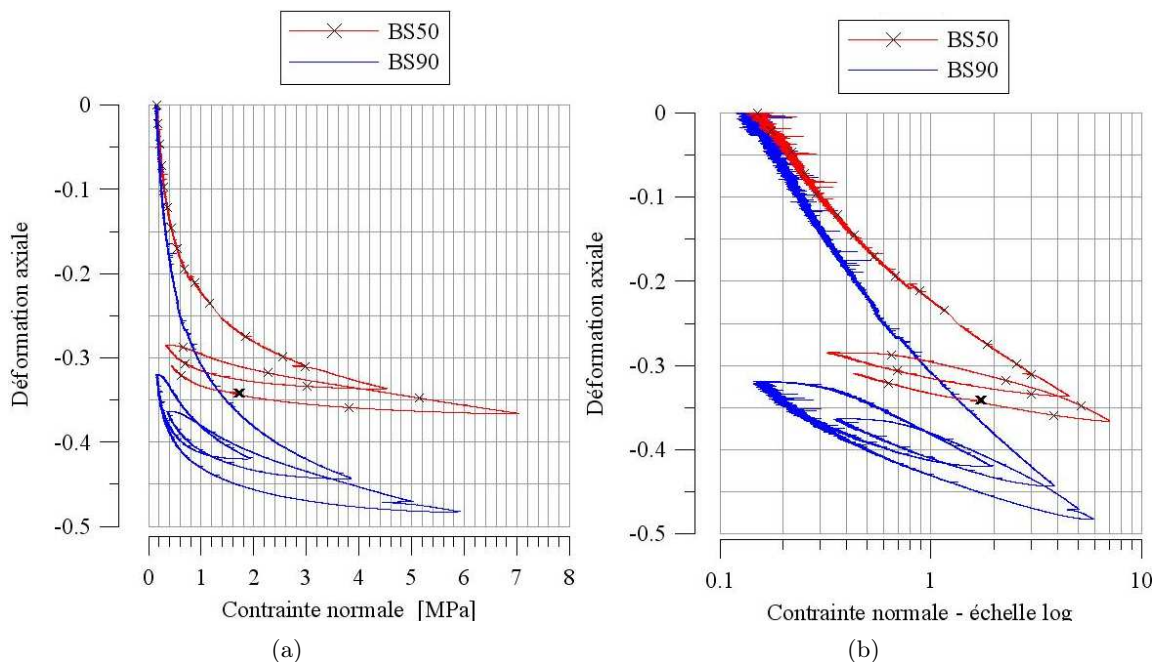


FIG. 5.10 – Essais oedométriques sur les mélanges BS50 et BS90 : (a) Evolution de la déformation axiale [m/m] en fonction de la contrainte normale [MPa]. (b) Evolution de la déformation axiale [m/m] en fonction de la contrainte normale en échelle logarithmique. Indices des vides initiaux : 1.35 pour BS90, 0.80 pour BS50.

Que dire du comportement général? On retrouve une allure de courbe correspondant au comportement d'une argile remaniée (Schlosser [167], Lancellotta [110]) :

- Dans le plan "déformation - contrainte normale" (figure 5.10 (a)) :

On a classiquement augmentation de la déformation avec la contrainte normale avec un raidissement du matériau dû aux conditions limites. On note une réponse ayant deux asymptotes linéaires pour les faibles ( $\leq 0.9$  MPa) et fortes ( $\geq 2.5$  MPa) contraintes normales. De plus, il

existe, pour les deux mélanges, une hystérésis lors des cycles charge décharge. Ainsi le trajet en charge et en décharge différent. On remarque que l'hystérésis est plus marqué pour le mélange BS90, de même que le tassement final est plus important.

- Dans le plan "déformation - contrainte normale en échelle logarithmique" (figure 5.10 (b)) :

On remarque une réponse presque linéaire le long de la ligne de consolidation vierge (LCV) et un changement de pente lorsqu'on dépasse la contrainte de consolidation (en charge ou en décharge). Nous rappelons que l'argile est remaniée, on se trouve donc directement sur la LCV. On retrouve l'hystérésis observé figure (a) lors des cycles charge décharge.

### 5.3.3.2 Discussion

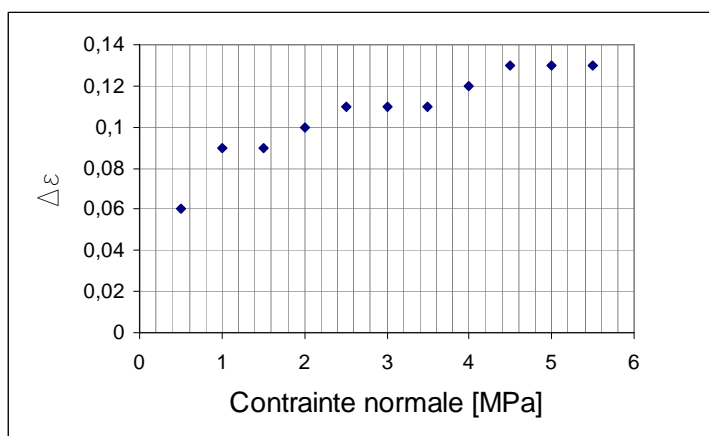


FIG. 5.11 – Ecart entre les déformations axiales [m/m] des échantillons BS50 et BS90 mesurées lors des essais oedométriques en fonction de la contrainte normale [MPa].

Retrouve-t-on une influence de la fraction massique de bentonite ?

Il est clair que la fraction de bentonite a une influence sur la réponse expérimentale. En effet, de nombreuses études menées sur des mélanges à différentes teneurs massiques en bentonite, ont mis en évidence l'impact de la fraction argileuse sur divers paramètres mécaniques ou hydrauliques des mélanges (Santucci de Magistris et al [166], Al Shaye'a [4], Graham et al [176], Komine et al [106]). Ici, le tassement final et les pentes des courbes ne sont pas identiques pour les deux échantillons, on peut donc conclure que le comportement mécanique des deux mélanges est différent. Puis, la figure 5.12 permet de visualiser les résultats du test des conditions de drainage. En effet, les matériaux étant chargés en continu, il est nécessaire de comprimer suffisamment lentement pour assurer un drainage du matériau (i.e : ne pas développer de surpressions interstitielles). Or, on peut remarquer que, durant l'arrêt imposé pour vérifier qu'il n'y a pas de phénomène de dissipation de surpressions interstitielles (i.e : pas de variation d'effort ou de déplacement relatif normal), l'effort appliqué sur le mélange BS90 ainsi que le déplacement relatif normal évoluent. Ce qui tend à montrer qu'il existe un rééquilibrage de la pression interstitielle au sein de l'échantillon BS90. C'est donc que la vitesse choisie ( $8.163E-3 \mu m/s$ ) n'est plus suffisamment lente au regard de la perméabilité plus faible du mélange BS90 pour assurer le drainage de l'échantillon.

On considérera alors qu'il reste, au centre de l'échantillon, une zone de surpression. Ceci induit

que le module mesuré est en réalité légèrement supérieur au module drainé réel de l'échantillon. A noter que pour des raisons pratiques, ces phases de vérification du drainage ont eu lieu en charge pour le mélange BS90 et en décharge pour l'autre mais que ceci n'a pas d'influence sur le résultat.

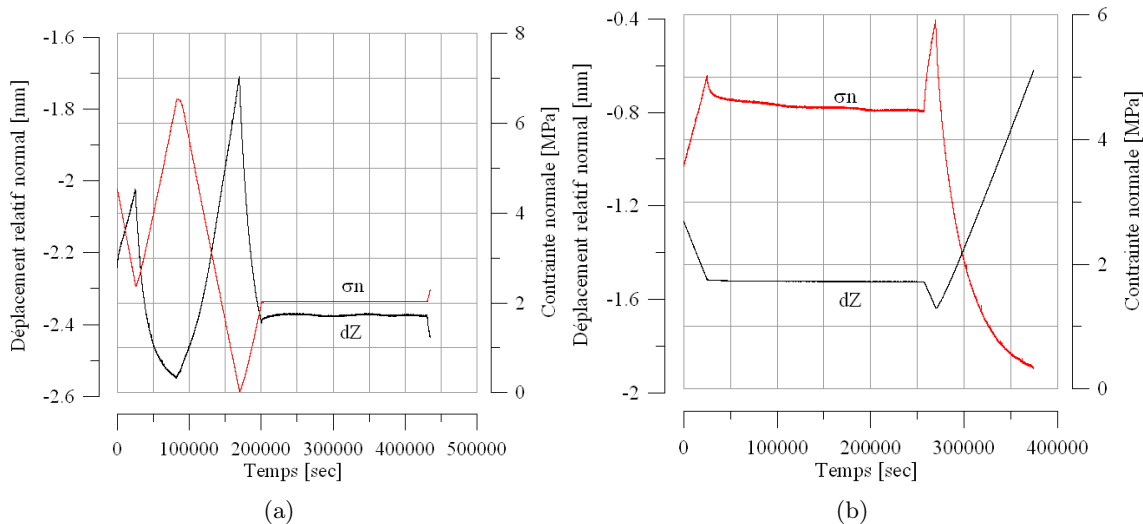


FIG. 5.12 – Vérification du drainage de l'échantillon en cours d'essai oedométrique : évolution de l'effort normal et du tassement en fonction du temps pendant une phase d'arrêt du chargement. (a) Essai oedométrique sur le mélange BS50, arrêt au cours d'une décharge (de  $t=200000$  sec jusque  $t=430000$  sec). (b) Essai oedométrique sur le mélange BS90 arrêt au cours d'une charge (de  $t=35000$  sec jusque  $t=265000$  sec).

Effectuons une comparaison chiffrée des deux réponses à travers le tableau 5.9 et la figure 5.11 en étudiant les rapports de différentes valeurs de modules sécants, des coefficients  $C_c$  et la différence de tassement en fonction de la contrainte normale. Par ailleurs, nous trouverons, tableau 5.10, des résultats de modules provenant d'essais oedométriques réalisés par différentes équipes de recherche. Certes, ce ne sont jamais les mêmes argiles mais cela nous permet d'avoir un ordre de grandeur pour vérifier la validité de nos résultats. On remarque que si les ordres de grandeur sont cohérents, nous avons quand même des modules tangents en décharge un peu plus élevés pour nos essais.

Finalement, confrontons les résultats des essais oedométriques et ceux de propagation d'ondes. La gamme de modules élastiques dynamiques obtenus par les essais de propagation est bien plus élevée que les modules oedométriques. Cela corrobore le fait que les résultats des mesures de propagation d'ondes ne traduisent pas les propriétés mécaniques des échantillons soumis à nos essais. On remarque que lorsque l'argile est surconsolidée (deuxième cycle de charge  $\sigma \leq 4$  MPa) le rapport entre les modules sécants vaut 1.83. Nous avons un rapport de modules de 2.6 pour les essais de propagation d'ondes. Sachant que le module réel du mélange BS90 est légèrement inférieur à ce qu'on mesure du fait des surpressions interstitielles qui ne sont pas complètement dissipées, cela conforte l'idée qu'on retrouve ce qu'on avait observé lors des mesures de vitesses d'ondes P et S.

Par ailleurs, Schlosser [167] propose pour de l'argile un coefficient  $C_c$  allant de 0.11 à 2.5, cette dernière valeur étant celle de la montmorillonite. Nous sommes en dessous de cette valeur mais l'essai n'est pas exactement celui pour lequel les ordres de grandeur sont fournis.

	Cc	Cs	$E_{0-2}$ [MPa] 1ère charge	$E_{2-4}$ [MPa] 1ère charge	$E_{tangent}$ [MPa] décharge	$E_{2-5}$ [MPa] 2ème charge
BS50	0.20	0.03	5.9	40	240	97
BS90	0.40	0.04	4.9	30	170	53
Rapport	0.5	0.75	1.2	1.33	1.4	1.83

TAB. 5.9 – Paramètres mécaniques déterminés à partir des essais oedométriques sur les mélanges BS50 et BS90 : coefficient Cc et modules sécants entre différentes étapes de chargement lors du premier et du deuxième cycle de chargement.

$E_{0-2}$ 1ère charge [MPa]	6	8	4
$E_{2-4}$ 1ère charge [MPa]	35	8	24
$E_{tangent}$ décharge [MPa]	45	60	65
Argile	bentonite Daunia	Pappadai	Laponite Na
Références	Cotecchia et al [49]	Cotecchia [48]	Al-Mukhtar et al [3]

TAB. 5.10 – Ordre de grandeur de modules oedométriques sécants sur argile saturée et reconstituée tirés de la littérature. Dans Cotecchia [48], la légère préconsolidation existante n'a pas été prise en compte dans le sens où l'argile est dite remaniée.

### 5.3.4 Essai de cisaillement à volume constant de la bentonite compactée

L'objectif de cet essai est de cisailier la bentonite dans les mêmes conditions que l'interface. Nous pouvons ainsi déterminer les paramètres du critère de coulomb, paramètre choisi pour l'ensemble de l'étude. Présentons figure 5.13, les résultats d'essai dans différents plans. Les figures (a) et (b) permettent de vérifier que nous sommes bien en présence d'un essai à volume constant. La montée en charge figure (a), qui met en lumière deux raideurs différentes de 0.7 et 0.12 MPa/mm, est suivie d'une phase à  $\Delta dz=0$ . Phase que l'on retrouve figure (b) lors du cisaillement ( $[W] \neq 0$ ). Afin de pouvoir exploiter correctement la figure (b), l'étape de montée en charge est supprimée pour ne visualiser que le cisaillement. Ceci permet d'éviter un effet d'échelle qui fait disparaître les variations ponctuelles de déplacement relatif normal. Nous pouvons ainsi repérer un ajustement de l'asservissement lors de la fin d'essai.

Nous pouvons trouver plusieurs origines au changement de raideur. Lors de la phase de mise en forme, l'échantillon est soumis à une compression à 6 MPa qui marque la mémoire de l'argile. La compression n'étant pas réalisée dans des conditions parfaitement oedométriques (vitesses de chargement élevées, pas de drainage), l'échantillon ne garde certainement pas 6 MPa comme pression de consolidation. Ici, 1 MPa semble être la pression de consolidation de l'échantillon. Au delà de cette contrainte, le module (ou la raideur) chute.

Par ailleurs, les conditions aux limites peuvent être une explication de ce phénomène : vu que la partie centrale de la bentonite n'est pas cerclée d'aluminium, la diminution de la raideur peut également correspondre à des ruptures locales de l'échantillon.

Figure 5.13 (c), nous observons la variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement relatif tangentiel noté  $[W]$ .  $\tau$  augmente jusqu'à atteindre, pour  $[W]=2$  mm et jusqu'à  $[W]=6$  mm, une valeur palier ( $\tau = 0.35$  MPa). Inverser le sens du cisaillement ne change pas qualitativement la réponse en contrainte de cisaillement. On atteint une valeur palier de -0.3 MPa. Il s'agit là d'une courbe classique de cisaillement alterné de sols.

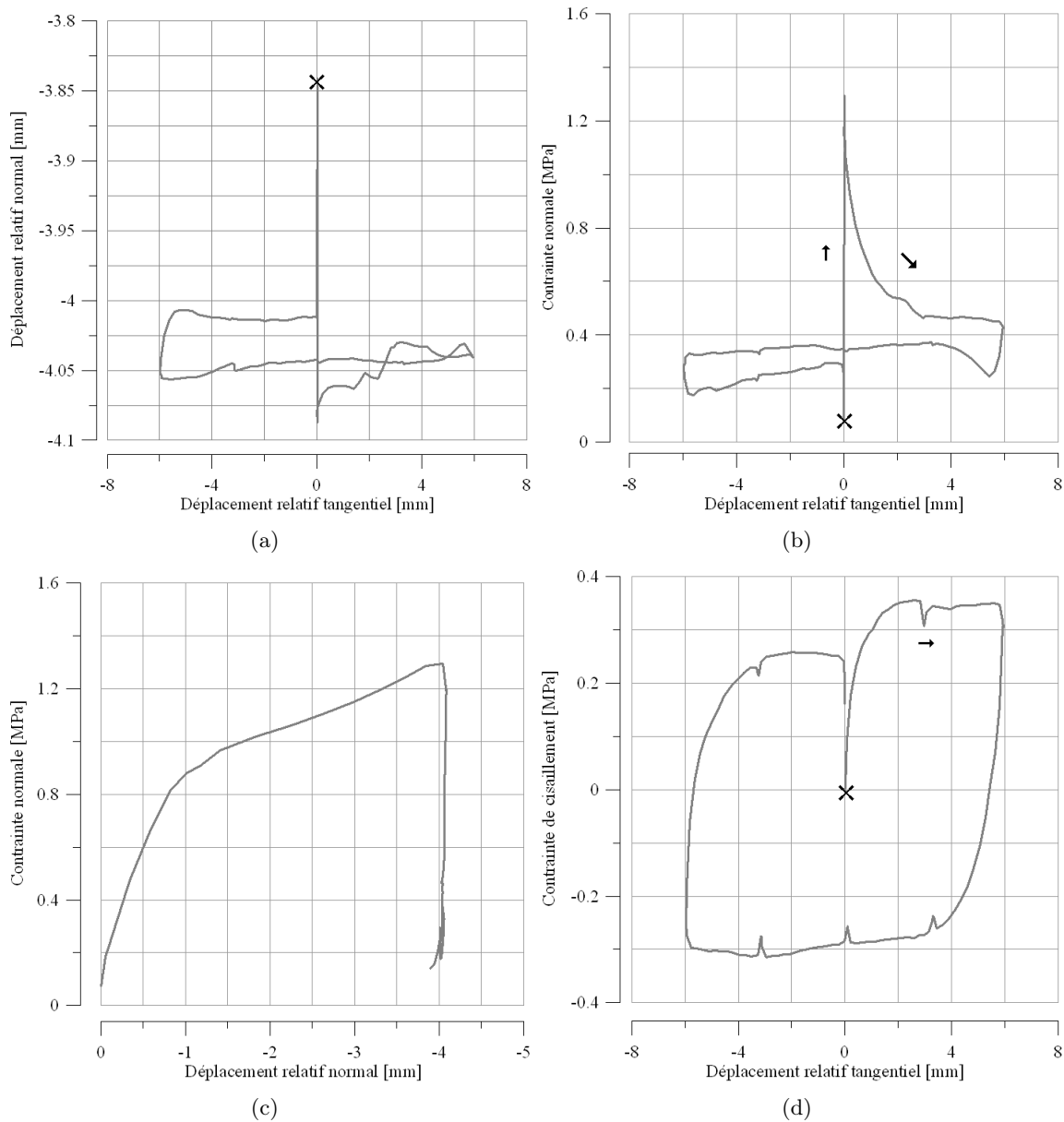


FIG. 5.13 – Essai de cisaillement sur la bentonite compactée noté VCBen : (a) déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel sans la phase de montée en contrainte normale. (b) Contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. (c) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel. (d) Contrainte normale en fonction du déplacement relatif tangentiel.

La figure 5.13 (b) fait apparaître, quant à elle, l'évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif tangentiel. Nous pouvons observer une décroissance de  $\sigma_n$ , de 1.3 MPa à 1.1 MPa, avant le début du cisaillement. Ceci est dû à un tassement différé de l'échantillon que nous expliquerons plus en détail lors de la présentation des résultats des essais de cisaillement d'interface.

Le plan intéressant pour déterminer les paramètres du critère de Mohr Coulomb est le plan "Contrainte de cisaillement - Contrainte normale". Il est possible, à l'aide de la courbe présentée figure 5.14, de déterminer les paramètres  $\phi$  et  $c$  du critère choisi en traçant une tangente à la



réponse mécanique observée. Nous disposons d'ordres de grandeur de  $c$  et  $\phi$  pour une bentonite afin de juger de la pertinence des résultats obtenus. Remarquons que le critère, dont les paramètres  $c$  et  $\phi$  sont recensés dans le tableau 5.11, est symétrique par rapport à l'axe  $\tau = 0$ .

Décrivons l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale. Depuis le point initial ( $\tau = 0, \sigma_n = 0$ ), marqué d'une croix, la montée en contrainte normale se déroule à  $\tau = 0$  jusqu'à la valeur finale  $\sigma_n^{max}$ .

Nous retrouvons la chute de contrainte normale observée figure 5.13 avant le début du cisaillement. Par la suite, le cisaillement débute et l'on peut observer l'augmentation de la contrainte de cisaillement jusqu'à atteindre la rupture (critère atteint pour  $[W] = 2.5$  mm).

Pour des essais à volume constant, une fois la rupture atteinte, lorsqu'on poursuit le cisaillement, le critère est parcouru soit en le remontant pour un comportement dilatant (car c'est une limite physique qu'on ne peut dépasser), soit en le descendant pour un comportement contractant.

Pour la majorité des essais réalisés, le critère est atteint puis les valeurs de contrainte de cisaillement et normale diminuent ou restent à peu près constantes (paliers observés figure 5.43). C'est caractéristique du comportement contractant de l'interface et cela correspond à une zone où l'évolution " $\tau - \sigma_n$  est floue.

La courbe quitte le critère pour  $[W] = 6$  mm lorsque l'on inverse le sens du cisaillement, on rejoint alors le critère symétrique (dans le demi plan  $\tau \leq 0$ ) jusque  $[W] = -6$  mm. Lors du retour aux positions initiales, deuxième phase d'inversion de cisaillement, c'est le critère D1 qui est de nouveau atteint jusqu'à la fin d'essai ( $[W] = 0$ ).

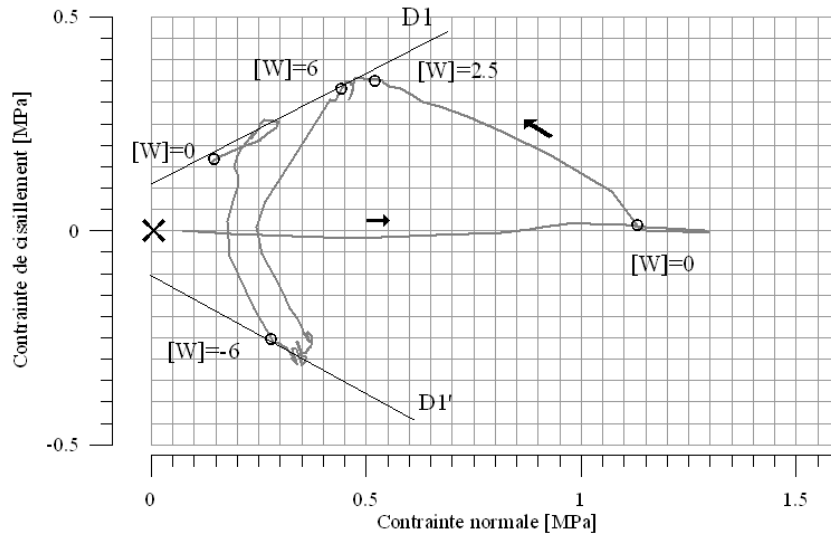


FIG. 5.14 – Essai de cisaillement dans la masse d'un échantillon de bentonite compactée : chemin de contraintes dans le plan "Contrainte de cisaillement - Contrainte normale". Mise en évidence du critère de Mohr Coulomb, par les droites D1 et D1'.

$c$ [kPa]	$\phi$ [°]
120	29

TAB. 5.11 – Paramètres  $c$  et  $\phi$  du critère de Mohr Coulomb pour la bentonite BS50 compactée.

## 5.4 Conclusion

Ces essais ont été réalisés dans le but de dégager une éventuelle influence de la fraction massique de bentonite et de déterminer les paramètres mécaniques (optimum proctor, module oedométrique, coefficient de poisson, angle de frottement, cohésion, degré de saturation) des mélanges de bentonite.

Voyons en quoi ces essais préliminaires nous ont permis d'atteindre nos objectifs de caractérisation des mélanges : tout d'abord, autant d'un point de vue de travail de matériau que de performances, il convient de séparer les additifs inertes et le ciment. Concernant les mélanges BR et BS, nous avons vu que :

- les paramètres mécaniques sont sensibles à la fraction massique de bentonite (cela corrobore les résultats de Kenney et al [103], Al Shayea [4], Santucci de Magistris et al [166]), mais pas à la nature de l'additif dans la mesure où ils ont le même poids volumique. Ainsi on peut estimer qu'il existe un facteur 2 entre le module d'Young d'un mélange à  $X_b = 0.5$  et celui d'un mélange à  $X_b = 0.9$ . Notons toutefois que l'optimum proctor d'un mélange BR sera plus élevé que celui d'un mélange BS à même fraction massique de bentonite car l'argilite broyée et la sable n'adsorbent pas la même quantité d'eau.

- le degré de saturation calculé ( $S \geq 0.95$ ) et l'ordre de grandeur du coefficient de Poisson déterminés à partir de la propagation d'ondes ( $\nu \geq 0.47$ ) nous amènent à conclure que les mélanges sont quasi saturés à l'issue de la mise en forme,

- il est possible de considérer pour ces mélanges :  $50 \text{ MPa} \leq E'_{oedo} \leq 100 \text{ MPa}$  pour des contraintes  $\geq 2 \text{ MPa}$  et de faire l'hypothèse  $0.3 \leq \nu' \leq 0.4$  (valeur classique pour une argile : Chijimatsu [41], Kanno et al [101], Robinet [163], Rutqvist et al [165]) ou  $\nu = 0.5$  (Philipponnat et al [153]).

- pour les conditions de cisaillement correspondant à celles de l'interface, la bentonite a une cohésion de l'ordre de 120 kPa et un angle de frottement de l'ordre de  $29^\circ$ .

Concernant les mélanges BC, nous avons observé que le matériau est beaucoup plus difficile à mettre en oeuvre que les mélanges BS et BR, et ce à cause de la prise du ciment. En les travaillant, il est possible de casser la prise de façon irréversible et de rompre l'échantillon. Ceci s'accompagne alors d'une absence de plasticité. En ce sens, ces mélanges répondent peu aux exigences liées au problème du stockage, nous nous limiterons donc à des essais sur des échantillons BC50 et BC90.

Finalement, suite à ces quelques essais, la question qu'on peut se poser est : retrouvera-t-on l'influence de la fraction massique de bentonite lors des essais hydromécaniques ?

## 5.5 Essais de compression pure hydromécanique sur interface Argilite Bentonite

Nous présenterons, dans ce paragraphe, les résultats des essais hydromécaniques de compression pure ainsi que l'ensemble des remarques et conclusions tirées de cette première étude. Si quelques références de la littérature font part d'études concernant des interfaces roche bentonite (Grindrod et al [87], Delage et al [123], Borgesson et al [26], Gens et al [78], Vaunat et al [186], Missana et al [130]), peu de données sont disponibles sur la conductivité d'une telle interface et sur les paramètres influant sur l'hydromécanique de l'interface.

Dans le cadre de ce travail, nous allons mener une analyse qualitative sur le comportement hydromécanique de l'interface afin de faire ressortir les phénomènes importants pour la problématique qui nous concerne. Ainsi, nous testerons certains matériaux récurrents du contexte "stockage des déchets nucléaires" (Santucci de Magistris et al. [166], Chapuis [38], Dixon [60], Chijimatsu et al. [41] Koch [104], Garvin et al [77], Mata et al [126], Sjoblom et al., [171]). Nous discuterons des résultats obtenus et proposerons des conclusions relatives au protocole expérimental afin de poursuivre l'étude hydromécanique dans les meilleures conditions.

### 5.5.1 Température du fluide

Lors des différents essais hydromécaniques nous avons relevé la température du fluide en sortie d'échantillon pendant toute la durée de chaque essai, à l'aide d'un thermomètre à alcool (précision de mesure  $0.5^{\circ}\text{C}$ ). Nous proposons, figure 5.15, l'évolution de la température mesurée par ordre chronologique des essais. La plage totale de variation de la température est  $15^{\circ}\text{C}$ - $25^{\circ}\text{C}$  mais la variation en cours d'essai est de moins de  $0.5^{\circ}\text{C}$ . D'après les tables disponibles dans Lencastre [114], il est possible, par interpolation, de déterminer la viscosité et la masse volumique du fluide pour une température donnée.

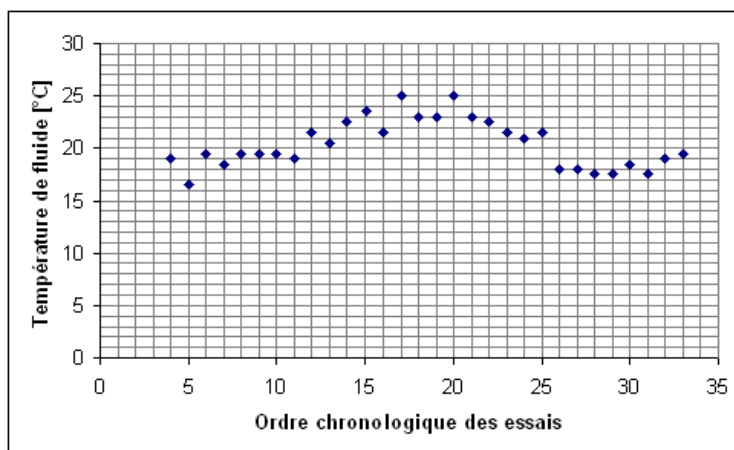


FIG. 5.15 – Valeurs de température de fluide relevées pour chaque essai hydromécanique sur une interface Argilite Bentonite par ordre chronologique de réalisation des essais.

Les valeurs extrêmes de viscosité et de masse volumique pour l'ensemble des essais sont récapitulées dans le tableau 5.12.

	Masse volumique [ $kg/m^3$ ]	Viscosité dynamique [Pa.s]
à 15°C	998.7	1.19E-6
à 25°C	996.7	0.95E-6

TAB. 5.12 – Valeurs de masse volumique et viscosité dynamique de l'eau pour les températures extrêmes relevées lors des essais.

### 5.5.2 Couplages intervenant lors de ces essais

Nous souhaitons apporter ici une précision concernant les phénomènes intervenant au cours de ces essais. Nous savons que la bentonite est un matériau sensible à de nombreux paramètres : sollicitations hydromécaniques ou chimiques, température, teneur en eau (influençant les phénomènes de succion et gonflement) et encore bien d'autres (Kanno et al [101], Gajo et al [72], Graham et al [84]). L'incroyable complexité de cette étude générale menée par différentes nations provient justement du couplage de tous ces phénomènes (Yow [197]). En ce qui nous concerne, nous pouvons simplifier notre problème sur la base des diverses études :

- nous n'avons pas de gonflement de la partie bentonite ni de changement du degré de saturation en cours d'essai car la partie bentonite de l'interface est très compacte, la pression d'eau injectée pas suffisante pour pénétrer la masse de l'échantillon (Pusch et al [156]) et le temps d'essai est faible (maximum 3 heures) devant le temps nécessaire pour observer du gonflement (Komine et al [106]),
- nous n'avons pas de phénomène chimique vu le temps d'essai (maximum 3 heures) devant le temps de latence de la plupart des réactions chimiques (Loret [72], Musso et al [136]),
- le problème est isotherme car, par hypothèse, nous considérons un contact entre géomatériaux loin des sources de chaleur.

Nous nous concentrons donc sur l'aspect purement hydromécanique du problème.

### 5.5.3 Présentation des résultats

#### 5.5.3.1 Aspects mécaniques

Abordons cette présentation de résultats d'un point de vue mécanique. Dans un premier temps, pour la clarté des courbes et des explications, nous choisirons un essai comme base d'analyse (1BR70) . Ainsi nous pourrions étudier les résultats obtenus et cerner l'ensemble des phénomènes rencontrés. Si une particularité est relevée au cours d'un essai, nous en ferons part mais dans la plupart des cas, l'analyse qualitative est la même pour tous les essais, séries BS et BR confondues. Puis, quand nous viendrons à discuter des résultats, nous présenterons l'ensemble des courbes, notamment pour étudier l'influence de la composition des matériaux.

Intéressons nous au plan "Contrainte normale - Déformation" figure 5.16. Pour l'essai présenté, 3 cycles de chargement ont été appliqués (deux cycles jusqu'à 4 MPa et un cycle jusqu'à 8 MPa). Rappelons qu'à chaque étape de chargement, l'opérateur attend que le régime permanent hydraulique soit établi, cela dure 3 à 5 minutes et que les conditions limites ne correspondent pas tout à fait aux conditions oedométriques. En effet, une légère partie de l'échantillon n'est pas

confinée et il existe un jeu radial sur la hauteur de la partie aluminium de la membrane (figure 3.9).

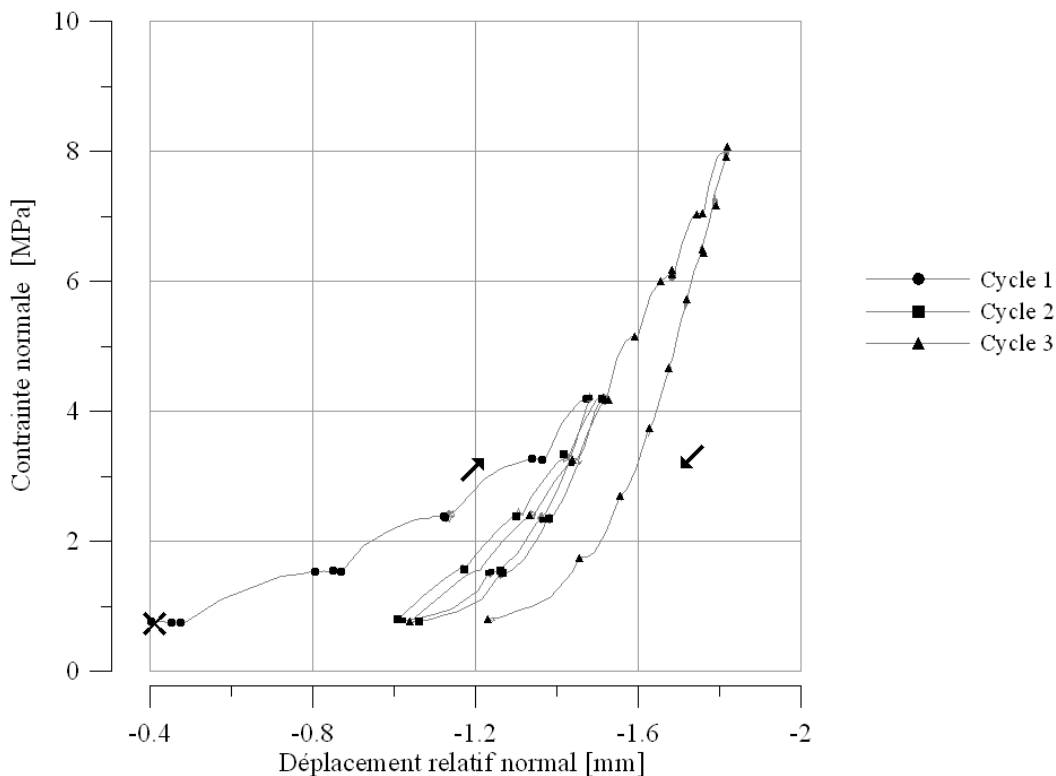


FIG. 5.16 – Essai 1BR70 soumis à trois cycles de compression pure : évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

La réponse observée figure 5.16 est celle d'un sol soumis à des cycles de compression en conditions proches de conditions oedométriques (Lancellotta [110], Mitchell [133], Schosser [167]). Nous pouvons remarquer un raidissement du matériau au cours de la compression. Puis, comme pour beaucoup de sols, le chemin de décharge diffère de celui de la charge. Cet hystérésis s'accompagne, par ailleurs, d'une forte déformation plastique lors du premier cycle charge-décharge.

Pour le cycle suivant, également de faible amplitude (4 MPa), l'hystérésis en charge décharge est moins prononcé et la décharge suit le même chemin que pour le premier cycle. On observe de plus un retour élastique. Lors du troisième et dernier cycle, le chemin de charge coïncide avec celui du second cycle et on observe progressivement un raidissement du matériau. La décharge quant à elle, est parallèle aux décharges des deux premiers cycles.

Nous pouvons noter que l'on retrouve ce type de comportement lors de l'essai oedométrique (cf. paragraphe 5.3.3) et que c'est, comme nous l'avons dit précédemment, ce qui a été observé pour tous les essais des séries BS et BR. Précisons que parmi les essais réalisés, certains ont subi des compressions cycliques, comme l'essai 1BR70 présenté ci avant, et que toutes les réponses ont la même allure.

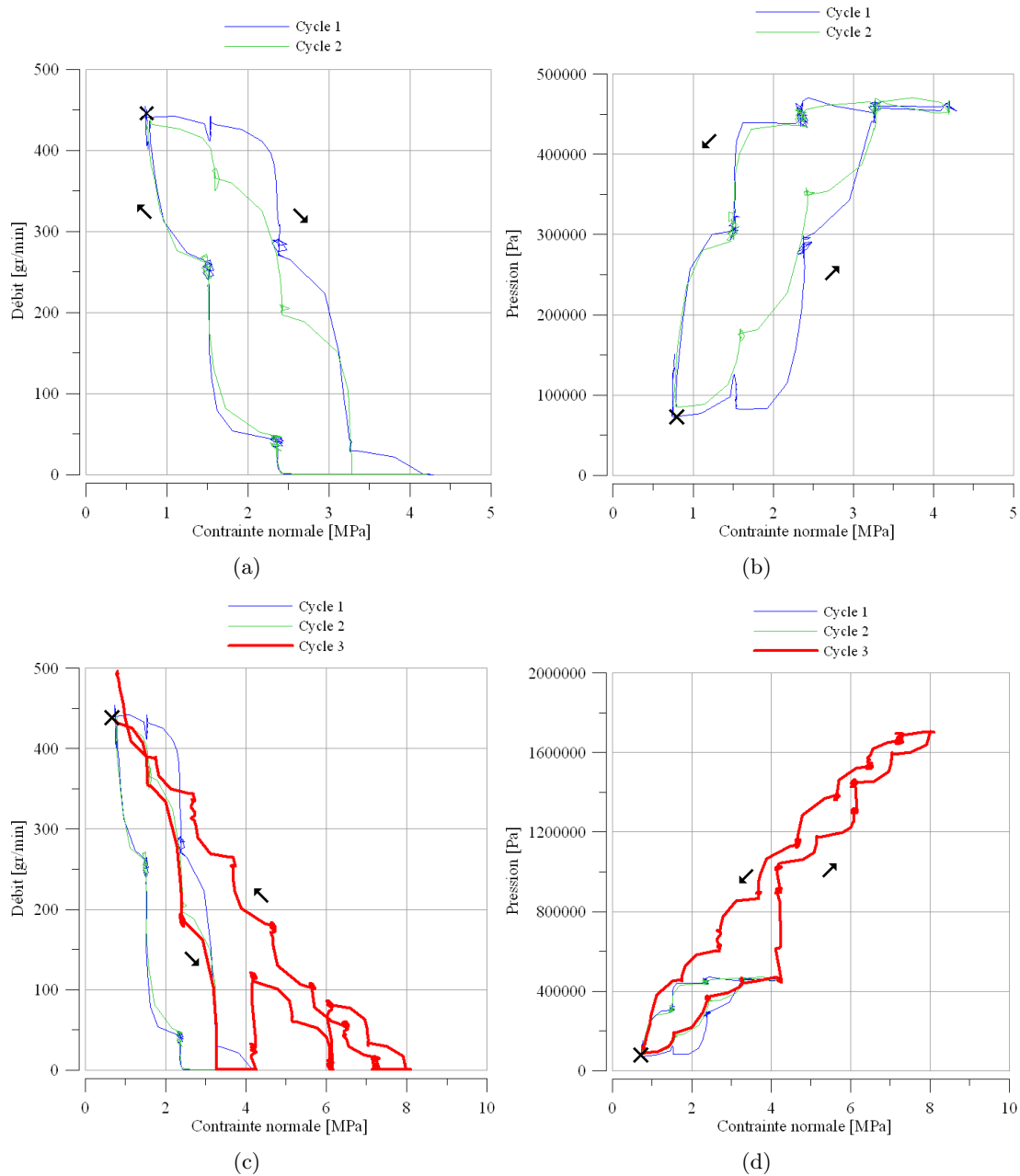


FIG. 5.17 – Résultats typiques d’essai hydromécanique en compression, présentation de l’essai 1BR70. (a) Débit en fonction de la contrainte normale pour les deux premiers cycles de compression. (b) Pression en fonction de la contrainte normale pour les deux premiers cycles de compression. (c) Débit en fonction de la contrainte normale pour les trois cycles de compression. (d) Pression en fonction de la contrainte normale pour les trois cycles de compression.

### 5.5.3.2 Aspects hydromécaniques

Avant de s’intéresser à l’évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la sollicitation mécanique, regardons comment évoluent pression et débit d’injection en cours d’essai avec le protocole tel qu’il a été défini au paragraphe 4.4. Nous séparons les différents cycles sur la figure 5.17 afin de rendre la lecture de courbe plus compréhensible. L’essai débute au point marqué d’une croix ( $Q=450$  gr/min ;  $P=100000$  Pa ;  $\sigma_n = 1$  MPa). Une fois le débit initial imposé par

l'opérateur (450 gr/min), nous pouvons observer une diminution de ce débit et une augmentation de la pression au fur et à mesure de la compression (i.e : de la fermeture de l'interface) jusqu'à obtention d'un débit nul. A contrario, lors de la décharge, le débit augmente tandis que la pression baisse. Notons cependant un palier en pression ( $P \simeq 0.4$  MPa) et en débit ( $Q=0$  gr/min) lors de l'amorce de la décharge. Cette capacité de l'interface à rester close malgré la décharge mécanique a été observée pour la majorité des essais et cela jusqu'à deux niveaux de contraintes au dessous de la contrainte de fermeture. Ceci est imputable aux propriétés plastiques de la bentonite.

Remarquons encore l'hystérésis, pour  $Q$  comme pour  $P$ , entre charge et décharge. Ces constatations s'appliquent quel que soit le cycle de chargement. Si l'on fait référence à la figure 3.7, on remarque que l'interface agit comme une vanne R4 du dispositif expérimental, ayant les mêmes effets que la vanne R2. Une compression équivaut à fermer R4 tandis que la décharge correspond à une ouverture.

Un fois le débit nul atteint, fort du travail mené par la même équipe de recherche sur les joints rocheux (Boulon et al [28], Armand et al [10], Hans et al [90]) et par nous même sur les interfaces AM, nous avons forcé l'écoulement en augmentant progressivement la pression. Dès lors, le fluide peut de nouveau s'écouler et on observe figure 5.60, pour le troisième cycle de chargement, les augmentations de débit et de pression imposées par l'opérateur à contrainte normale constante. De même, le paragraphe 5.5.4.5 permettra de mettre en lumière l'influence de cette augmentation de pression sur l'interface. Nous retrouvons alors les mêmes variations de pression et débit avec la contrainte normale que précédemment avec, par moment, une fermeture d'interface dont l'ouverture sera forcée ou non suivant l'essai.

Pour revenir à la transmissivité, rappelons qu'elle est définie, à un facteur géométrique près, comme le rapport du débit sur la pression. Dès lors, vu les variations de ces grandeurs en fonction de la contrainte normale, on comprend aisément les variations de transmissivité présentées figure 5.18.

A partir du début d'essai pour lequel  $T = 1.5E - 12 m^3$ , la transmissivité décroît logiquement lors de la compression jusqu'à une valeur qui correspond à une fermeture de l'interface (débit pas tout à fait nul à cause du bruit électronique). Par la suite, si les conditions hydrauliques sont inchangées, l'interface reste close. Ce n'est pas ce que nous pouvons observer figure 5.18. En effet, la pression a été augmentée en fermant la vanne R2 (cf. § dispositifs expérimentaux) pour obtenir de nouveau un écoulement dans l'interface. Nous verrons dans les paragraphes qui suivent, que ceci a lieu par creusement (érosion) d'un canal dans l'interface. La valeur de transmissivité remonte alors jusqu'à une valeur voisine de la valeur avant fermeture de l'interface.

Ce comportement se répète au fur et à mesure de la compression. L'interface se referme progressivement et il est possible d'obtenir de nouveau un écoulement en augmentant la pression d'injection. Notons cependant que la pression nécessaire pour imposer un écoulement augmente avec la contrainte normale (figure 5.31). Un point important est que, quelles que soient les conditions hydrauliques imposées auparavant, l'interface se referme toujours au cours du chargement.

La décharge s'accompagne, quant à elle, d'une augmentation de  $T$ . Pour l'ensemble des essais, la fermeture de l'interface a été observée pour une valeur de contrainte normale corrigée comprise entre 3 et 5 MPa, valeur faible comparée à ce qui est observé pour les joints rocheux (Hans et al [90]) ou pour les interfaces Argilite Mortier. De même que précédemment, l'interface reste close pour les premières étapes de la décharge : on observe un palier de  $T \approx 2E - 16 m^3$  approximativement entre 4 et 2 MPa sur la figure 5.18.

Au delà de ces variations de paramètres hydrauliques, nous avons remarqué une modification superficielle de la bentonite due à la présence d'eau. Si l'eau ne pénètre pas dans la masse de l'échantillon, il ne se développe pas moins un gel de surface déjà observé par Grindrod [87] et Missana et al [130] et Pusch [155] avant eux. Par ailleurs, il se développe certainement à l'interface des colloïdes que nous n'étudions pas ici mais qui constituent un axe de recherche pour de nombreuses équipes dans le même contexte (Missana et al [130], Mori et al [134], Grindrod [87]).

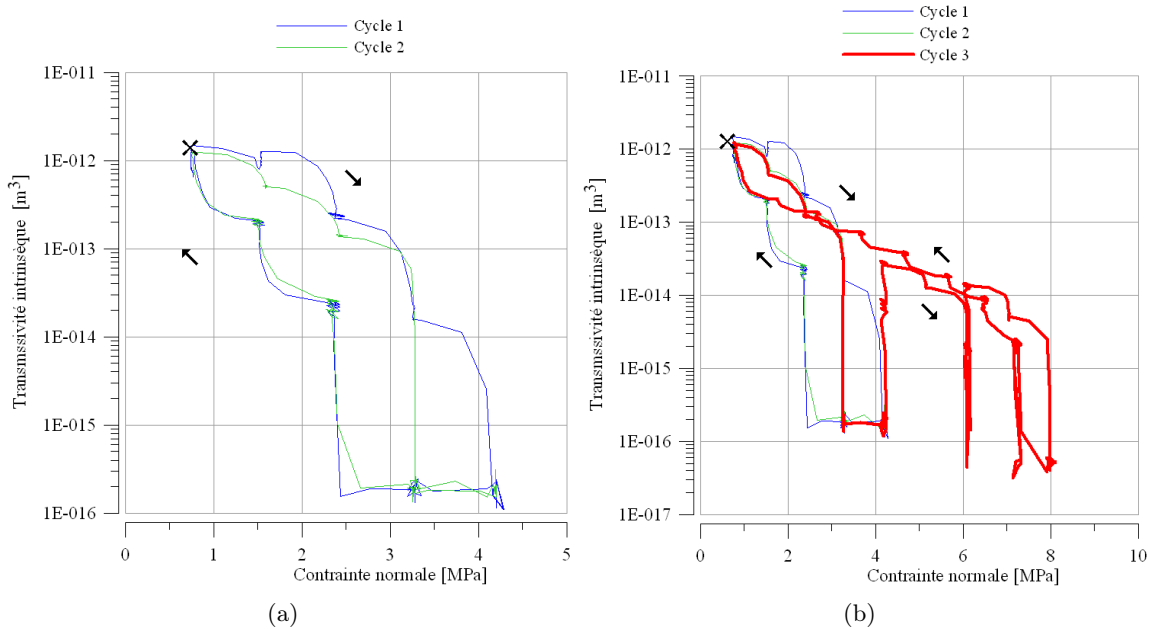


FIG. 5.18 – Essai 1BR70 : transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. (a) Deux premiers cycles, (b) tous les cycles.

## 5.5.4 Discussion

### 5.5.4.1 Comportement mécanique

Les conditions d'essai sont proches des conditions oedométriques, c'est pourquoi on observe un raidissement du matériau lors de la montée en charge (pour  $\sigma_n \geq 4$  MPa). Pourtant, la réponse observée diffère de la réponse classique dans le sens où la concavité de la courbe lors d'un passage d'une contrainte normale à la contrainte normale supérieure n'est pas tournée dans le sens habituel entre deux étapes de chargement (figures 5.10 et 5.16). Intéressons nous à la figure 5.19 où figurent des courbes théoriques d'essai oedométrique à chargement lent continu (Constant Rate of Loading) (1) et des courbes d'essai à chargement rapide par paliers (2). Ces courbes sont construites en appliquant la théorie de la consolidation (Philipponnat et al [153]). Nous faisons également figurer une allure de courbe typique de nos essais (3). Pour le chargement rapide par palier, on observe une augmentation de contrainte totale due à une augmentation de pression interstitielle à déformation nulle, laquelle surpression se dissipe par la suite s'accompagnant d'un tassement à contrainte totale constante. C'est ce qui est représenté sur le chemin (2) de la figure 5.19 (a). La courbe (1), quant à elle, correspond à un chargement lent ou à un chargement par palier où ne figurent que les points pour lesquels le tassement infini est atteint.



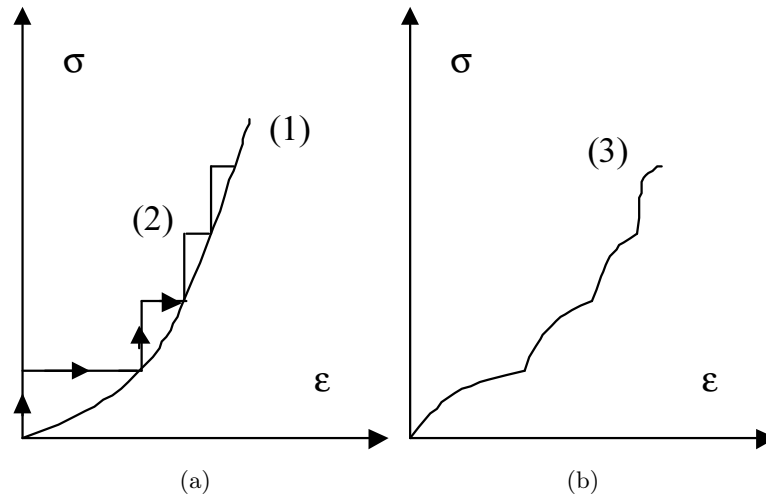


FIG. 5.19 – Réponses mécaniques typiques d'argile en compression pure. Evolution de la contrainte normale en fonction de la déformation normale. (a) Essai oedométrique avec un chargement lent (courbe (1)) ou avec un chargement rapide et dissipation progressive des surpressions interstitielles (courbe (2)). (b) Essai 1BR70.

La courbe (3) de la figure 5.19 (b), traduisant le comportement observé lors de nos essais, est une combinaison de ces deux résultats. En effet, nous avons un échantillon saturé soumis à une compression qui n'est pas tout à fait oedométrique car il existe une partie non confinée de l'échantillon ainsi qu'un jeu radial de 0.2 mm sur la hauteur de la membrane aluminium. Vu la vitesse de chargement élevée, on se situe plutôt sur le chemin (2) de la figure 5.19 (a). Toutefois, l'ensemble des vides à combler autorise une déformation de l'échantillon lors de l'application subite de la contrainte. C'est pourquoi la montée en charge n'exhibe pas une raideur infinie. Nous observons par la suite une augmentation de déformation à contrainte totale constante puisque l'asservissement mécanique se fait en contrainte totale (figure 5.16). Ce type de comportement a déjà été observé par Tang et al [176]. Changer les conditions limites ou la vitesse de chargement permettrait de corroborer ou d'infirmer cette explication. La déformation plastique importante en fin de premier cycle est là encore imputable à l'ensemble des jeux autour de l'échantillon. En effet, la bentonite s'écrase comblant les vides lors de la première charge. Par la suite, la déformation plastique est moins marquée vu que l'espace à remplir est fortement réduit. On se rapproche alors des conditions oedométriques.

#### 5.5.4.2 Contrainte totale et contrainte effective

Il existe un autre point important à clarifier. Classiquement, quand il s'agit de sols saturés soumis à des sollicitations mécaniques, il est d'usage de raisonner en contraintes effectives pour savoir ce que supporte réellement la matrice de sol. On a, selon Terzaghi :

$$\sigma = \sigma' + u$$

avec :

$\sigma$  : contrainte totale,

$\sigma'$  : contrainte effective,

$u$  : pression interstitielle.

Ici, et comme dans beaucoup de situations, il est délicat de connaître la pression interstitielle et donc la contrainte effective. En effet, la vitesse de compression et le temps d'essai court au regard de la perméabilité de la bentonite, ne permettent pas de dissiper entièrement les pressions interstitielles. Nous nous retrouvons donc dans le cas d'un échantillon de sol saturé avec une pression interstitielle non homogène et non mesurée. Autant dire qu'il est très délicat d'estimer la contrainte effective.

Quels éléments peut-on apporter pour la quantifier ?

Effectuons un calcul de consolidation simple basé sur les équations de la théorie de la consolidation en utilisant les paramètres suivants :

- $E_{oedo} = 75$  MPa (valeur moyenne ressortant des essais oedométriques réalisés),
- $k = 1E-12$  m/s (paragraphe calcul numérique),
- échantillon de 50 mm drainé sur la face inférieure (conditions de drainage les plus défavorables).

On a alors, en accord avec les équations de la consolidation de Terzaghi (Schlosser [167]) :

$$C_v = \frac{k \cdot E_{oedo}}{\gamma_w}$$

d'où :

$$C_v = 75E - 7m^2/s$$

Par ailleurs,

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$$

et pour un degré de consolidation de 90%, on a  $T_v = 0.848$ . On atteint donc 90% du tassement infini en 282 secondes.

Une étape de chargement mécanique dure 3 à 5 minutes, nous ne sommes donc pas si loin d'avoir un retour à l'équilibre de la pression interstitielle et l'écart entre contrainte totale et contrainte effective est négligeable à notre sens. Toutefois, quelle conséquence cela a de raisonner en contraintes totales et non effectives et de tirer des conclusions sur l'interface alors que l'eau reprend encore une partie des efforts ?

Nous verrons que le caractère plastique de la bentonite ainsi que les grandes déformations qui en découlent sont les éléments importants de l'hydromécanique de l'interface. Ne pas dissiper l'intégralité des surpressions revient à repousser le moment où les capacités plastiques de la bentonite sont sollicitées. Toutefois, selon le calcul effectué, on atteint 90% du tassement en 5 minutes, durée approximative d'une étape de chargement. Les surpressions sont alors quasiment dissipées (Philipponnat et al [153]). Il est possible de visualiser sur les courbes de résultats expérimentaux l'effet du tassement sur la déformation d'une part (figure 5.16) et sur la transmissivité d'autre part (figure 5.29 (a)). Par ailleurs, précisons que l'interface se referme hydrauliquement pour des contraintes totales allant de 3 à 5 MPa. C'est à dire que l'on a des déformations suffisamment importantes pour boucher les rainures sans atteindre le tassement infini. A priori, la dissipation complète des surpressions ne changera pas l'état de l'interface. Les conclusions qualitatives que

nous avançons alors que la contrainte effective n'est pas encore égale à la contrainte totale ne compromettent en rien la validité des résultats.

Dans tous les cas, pour la suite des investigations en dehors du travail de thèse, il convient de modifier le protocole de façon à dissiper les surpressions interstitielles.

### 5.5.4.3 Géométrie de l'écoulement

Détaillons, dans ce paragraphe, la géométrie de l'écoulement afin d'analyser de façon pertinente les résultats obtenus. Nous avons expliqué lors du paragraphe dédié à la préparation des échantillons que la bentonite est percée en son centre afin de créer l'orifice d'injection d'eau. La partie rocheuse est, quant à elle, rainurée comme le montre la figure 4.7. Si l'on présente, figure 5.20, la coupe verticale de l'interface selon un plan diamétral perpendiculaire aux rainures, il est possible de mettre en évidence la géométrie de l'écoulement. L'essai 7BR90, dont les résultats sont visibles dans l'annexe dédiée à l'ensemble des résultats expérimentaux, a mis en évidence qu'une surface rocheuse lisse empêche l'écoulement dès les faibles contraintes normales (0.3 MPa). Précisons que pour cet essai, nous avons aplani la surface par une compression à 1.8 MPa, puis, nous avons augmenté la pression d'injection pour obtenir un écoulement pour 2 contraintes normales différentes. La conséquence directe de cette observation pour les essais AB est l'absence d'écoulement en dehors de la rainure visible sur le détail de la figure 5.20. C'est en effet l'unique rainure interceptant l'orifice d'injection, le fluide y débouche directement. Le reste des canaux est inaccessible vu que le contact roche bentonite au voisinage direct de la rainure centrale est étanche, en accord avec l'essai 7BR90.

L'écoulement se fait dans la rainure diamétrale, l'eau se concentrant d'un côté de la rainure ou se répartissant des deux côtés de l'orifice d'injection. A noter que pour certains essais, le fluide s'écoule dans deux rainures car leur entre axe est suffisamment faible pour que l'orifice d'injection débouche dans deux canaux.

Plusieurs éléments corroborent notre analyse de la géométrie de l'écoulement :

- les résultats d'essai 7BR90,
- les marques laissées par l'eau sur la roche et la bentonite après essai (figure 5.21),
- les analyses de masses d'eau cumulées en sortie d'échantillon par secteur (non visibles ici),
- les résultats obtenus par les calculs numériques,

Cette géométrie, inhérente aux marques sciemment faites sur la roche, a plusieurs conséquences importantes :

- Les investigations classiques de joints rocheux ne sont pas adaptées : la géométrie de l'écoulement est entièrement déterminée, l'étude de l'anisotropie n'a pas de sens ainsi que l'utilisation de la carte des vides (Hans et al [90]). Par contre cela autorise d'autres axes de recherche : il est possible de développer une simulation avec Abaqus et Fluent pour confronter l'expérimental et le numérique dans ce cas d'écoulement simple. On se rapproche alors de l'étude d'écoulements en mini ou micro canaux pour lesquels des résultats existent. D'une façon générale, il est plus facile d'étudier l'écoulement lorsque l'ensemble des vides correspond à une géométrie connue.

- Par ailleurs, le calcul de la transmissivité prend en compte la géométrie de l'écoulement. Le gra-

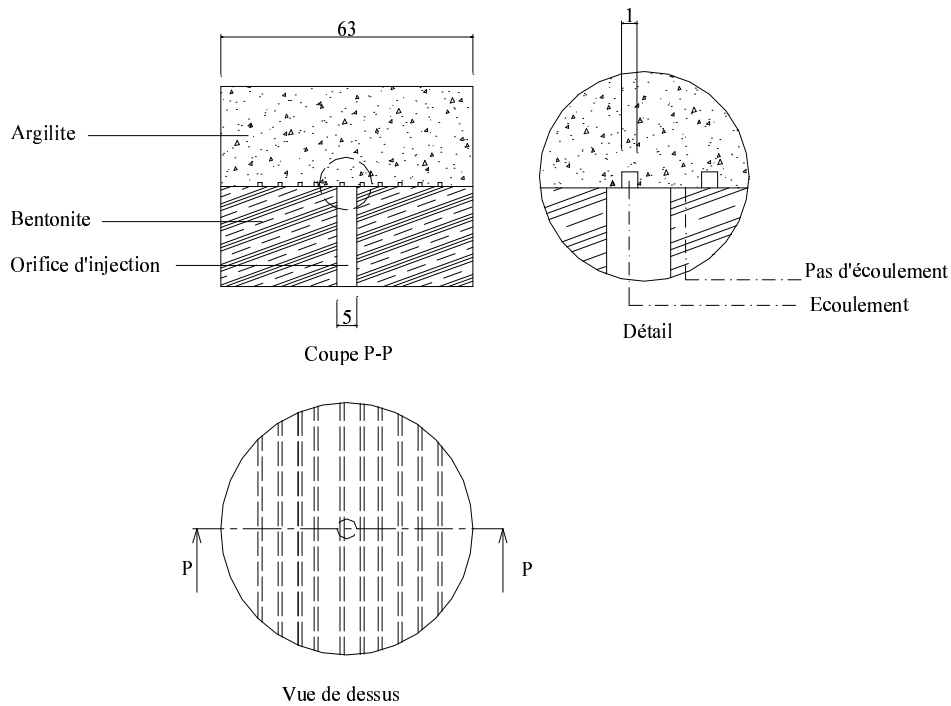


FIG. 5.20 – Schéma du contact entre la roche rainurée et la bentonite percée en son centre. Vue de dessus, coupe selon le plan PP et détail du contact au voisinage de l’orifice d’injection. Mise en évidence des zones de contact et de vides.



FIG. 5.21 – Essai 1BR70 : marques laissées par l’eau sur les deux épontes, mise en évidence de l’écoulement dans un canal. (a) Partie bentonite. (b) Partie argilite.

dient hydraulique est exprimé pour un écoulement dans un canal et non pas pour un écoulement isotrope radial comme l’ont fait Hans et al [90].

- Finalement, localiser tout le fluide dans un canal de 1 mm de large, du moins au début, a pour effet d’accélérer le phénomène d’érosion dont nous parlerons dans les paragraphes qui suivent.

#### 5.5.4.4 Influence de la fraction massique de la bentonite et du ciment

Maintenant que nous avons apporté quelques éléments pour éclaircir les résultats obtenus et comprendre le comportement général hydromécanique de l'interface. Intéressons nous à l'impact que peut avoir la composition de l'éponte inférieure sur l'évolution de la transmissivité. Nous avons vu précédemment que les résultats des essais oedométriques sont modifiés si l'on change la teneur massique en bentonite. Qu'en est-il des essais hydromécaniques ?

#### Aspects mécaniques

Nous retrouvons, pour l'ensemble des essais, l'allure présentée ci avant. L'effet du temps et des conditions limites, bien que plus ou moins marqué selon les essais, se voit bien. A noter qu'il existe des zones avec augmentation de déformation alors que la contrainte diminue (2BR50, 2BS90 et 2BS60). Ceci est imputable à la correction de la membrane. En effet, avec l'approximation linéaire faite pour le comportement de la membrane, une augmentation de déformation induit une part reprise par la membrane plus importante. Or la contrainte totale de pilotage est constante, on a donc diminution de la contrainte corrigée. Toutefois, il existe des variations subites de contraintes qui sont dues à une rupture de l'éponte rocheuse venant en contact avec la membrane en aluminium (1BS70, 2BS60, 1BS80 et 1BS90).

La figure 5.22 (resp. 5.23) regroupe l'ensemble des essais de la deuxième série d'essais sur les mélanges BR (resp. BS). Au vu des résultats, il n'y a pas d'influence de la teneur massique de bentonite pour un mélange donné : les déformations ne sont pas ordonnées selon la teneur massique et les raideurs semblent identiques. Ce sont essentiellement les vides à combler qui piloteront la déformation à 1 MPa et donc la déformation totale.

En ce qui concerne la raideur ou le module, il est très délicat de déterminer graphiquement des valeurs pertinentes. Notons que pour calculer la déformation, l'hypothèse de déformation uniforme homogène est faite. Cette hypothèse est critiquable : le frottement à l'interface scellement/bentonite la contredit directement et tout l'échantillon n'est pas soumis au même confinement. La contrainte n'est pas non plus homogène. De telles conditions aux limites ne permettent pas de différencier correctement les réponses mécaniques des divers mélanges.

En terme de bilan :

- la déformation totale est pilotée par l'ensemble des vides à combler par l'échantillon,
- la différence de module (facteur 2 à 3) a été montrée pour des conditions oedométriques parfaites, ce qui ne correspond pas aux conditions d'essai,
- ce type de conditions aux limites ne permet pas de dégager une influence de la composition du mélange.

Ceci signifie que les caractéristiques mécaniques ont été calculées pour un type d'essai non adapté aux conditions d'essai ultérieurs. L'important est de savoir quelles sont les conditions aux limites in situ et si elles permettent de mettre en évidence les caractéristiques mécaniques des mélanges ?

Considérons maintenant les résultats des essais BC. Nous pouvons remarquer qu'à 90% de bentonite, la réponse diffère peu des séries précédentes. L'allure de la courbe est semblable aux courbes présentées figure 5.22, 5.23 et 5.19 (b). En terme de déformations, nous pouvons relever que 5% sont atteints sous 4 MPa puis 6% sous 7 MPa, ce qui correspond au comportement observé pour

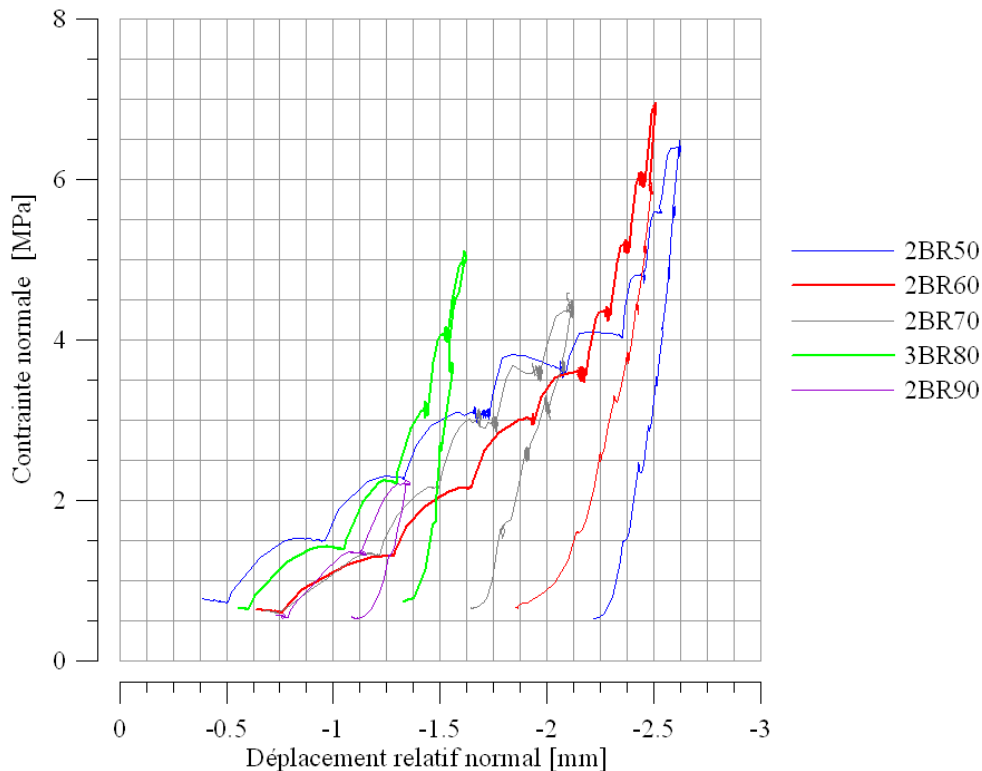


FIG. 5.22 – Essais de compression hydromécanique sur la deuxième série d'essais sur les mélanges Bentonite + Roche broyée (série 2BR) : évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

les séries BR et BS.

Par contre, la réponse mécanique du mélange à 50% de ciment est remarquable (figure 5.24) dans le sens où la réponse est beaucoup plus proche d'un comportement linéaire que les courbes précédentes, moins sensible aux effets du temps et surtout de module beaucoup plus important (facteur 3 en considérant, pour le mélange BC90, le module sécant entre l'état initial et final de la charge).

Au delà de la réponse mécanique, d'autres observations expérimentales corroborent le fait que les mélanges BC sortent du lot. Dès la préparation des échantillons, il apparaît que ces mélanges à base de ciment sont délicats à travailler. Il se développe lors de la prise du ciment des dendrites de composés hydratés communément appelés CSH (Neville [138]) qui interfèrent avec les feuillets d'argile (Koch [104]). Travailler ce matériau afin de créer des échantillons utilisables pour nos essais, ou des blocs précompactés à mettre en oeuvre dans le cadre du stockage revient à rompre les liaisons chimiques existantes. Ce phénomène est une explication de la perte de plasticité des mélanges à base de matériau cimentaire.

Après essai, nous remarquons que la surface de contact de l'éponte inférieure de l'échantillon 2BC50 est très peu marquée malgré la contrainte maximale appliquée de 14,5 MPa (figure 5.25(a)). Ceci traduit la très faible pénétration du mélange BC50 dans les rainures. Il en découle une faible décroissance de la transmissivité avec la contrainte normale (figure 5.28). Le mélange BC90 quant à lui, se déforme plus sous contrainte mais en se rompant. Bien que cela ne soit pas visible figure 5.25 (b), des morceaux de l'échantillon se sont rompus alors que les mélanges BS et BR se déformaient largement sans se rompre. Ceci est imputable à l'absence de

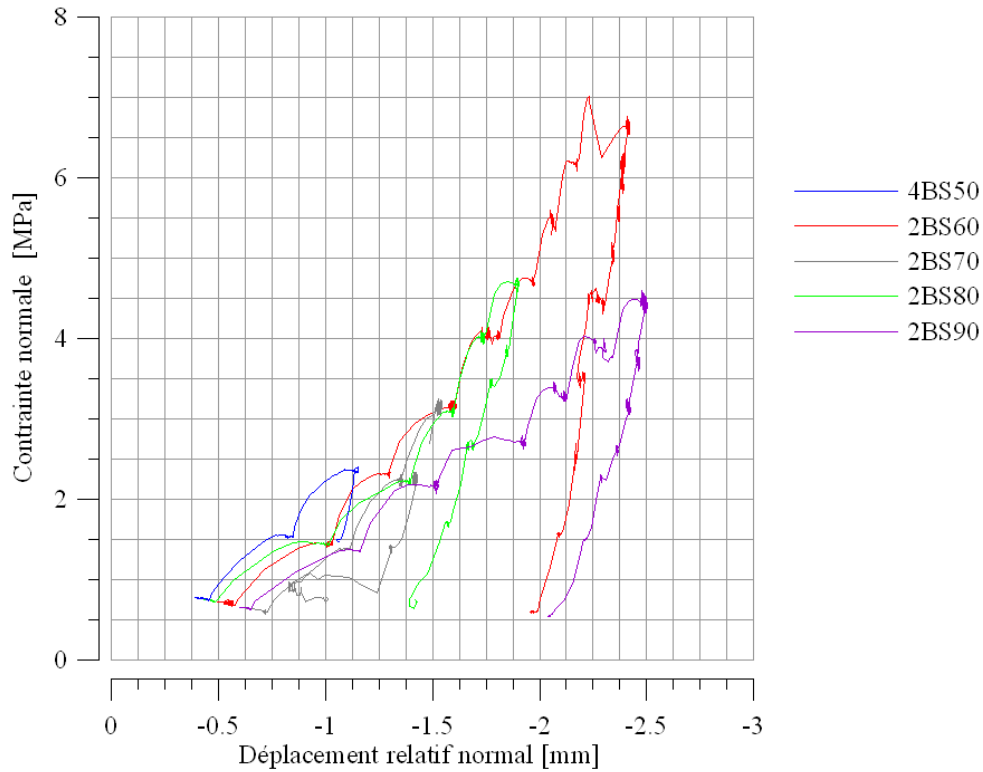


FIG. 5.23 – Essais de compression hydromécanique sur la deuxième série d'essais sur les mélanges Bentonite + Sable (série 2BS) : évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

plasticité déjà remarquée lors du travail de préparation des mélanges et des échantillons.

Nous pouvons de plus remarquer sur les photographies figure 5.25 qu'après un même temps passé dans la même ambiance (en terme de température et hygrométrie), l'échantillon 1BC90 se retracts avec la dessiccation, phénomène non observable sur l'échantillon 2BC50. On peut légitimement penser qu'il en va de même pour le gonflement accompagnant une saturation d'échantillon.

Sachant que ce qui est le plus adapté à la problématique du stockage est un matériau plastique et gonflant qui puisse combler les interstices existant au contact de la roche (Grindrod et al [87]), ce type de mélange ne semble pas adapté. En effet, la capacité à refermer l'interface est moindre que pour les matériaux inertes et les fissurations induites dans le matériau par le chargement mécanique sont un chemin privilégié de l'écoulement.

### Aspects hydromécaniques

L'influence de la composition du mélange, si elle existe, se fera sentir dans l'évolution de la transmissivité avec la contrainte normale. Pour simplifier les courbes de résultats hydromécaniques, nous avons fait figurer le facteur d'évolution de la transmissivité noté  $\theta$  et défini comme suit :

$$T(\sigma_n, P, Q) = \theta(\sigma_n, P, Q) \cdot T_1^{max}$$

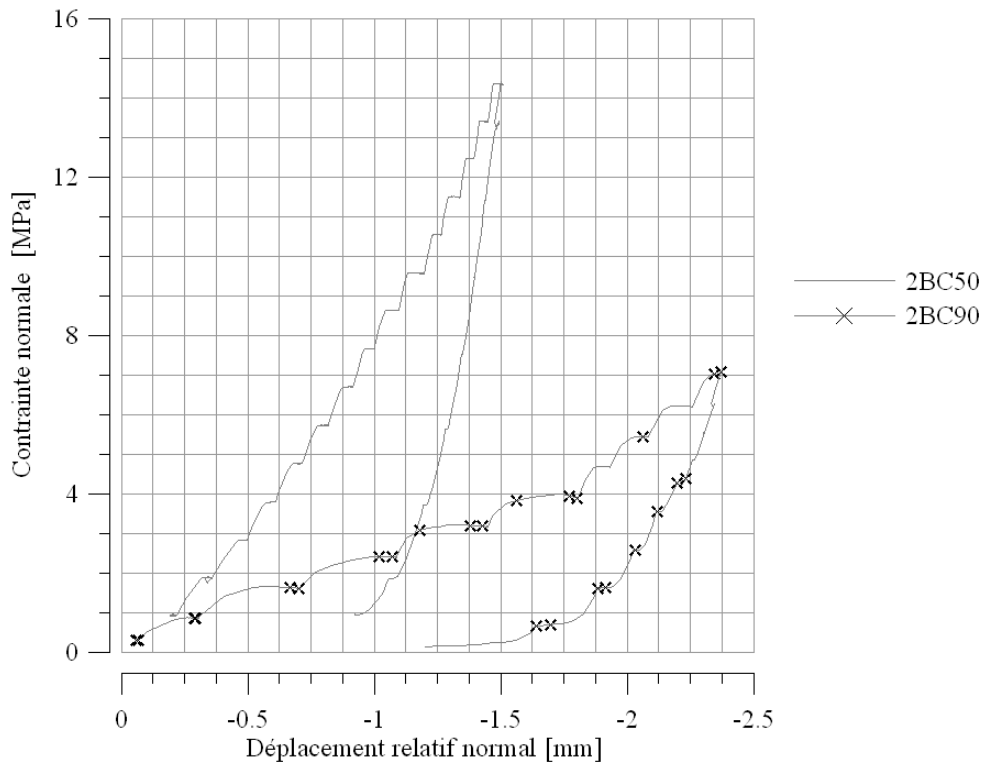


FIG. 5.24 – Essais hydromécaniques de compression sur les mélanges Bentonite + Ciment (série BC) : évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

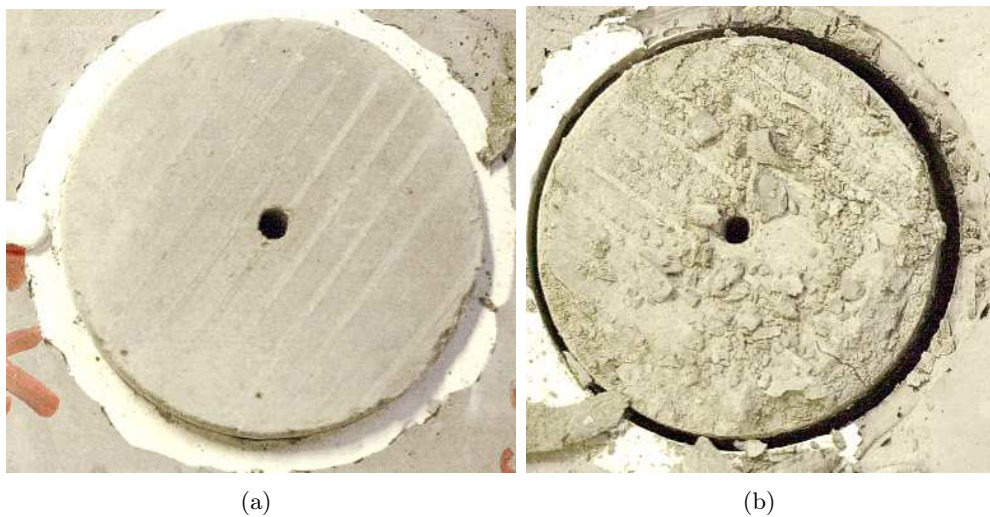


FIG. 5.25 – Echantillons 2BC50 (a) et 1BC90 (b) après essai. Mise en évidence de la différence de rupture et de retrait après 24h à la même température et hygrométrie.

avec  $T_1^{max}$  : transmissivité maximale relevée à la première étape de chargement.

Cela a l'avantage de regrouper les résultats autour de la valeur 1 en début d'essai évitant ainsi les dispersions dues à des conditions hydrauliques initiales légèrement différentes. Les évolutions de transmissivité sont également présentées afin de connaître l'ordre de grandeur de la transmissivité initiale. La figure 5.27 (resp. 5.26) met en valeur les résultats de la deuxième série d'essais sur le mélange BS (resp. BR) ainsi que ceux des essais 2BC50 et 1BC90. Il est ainsi possible de



confronter directement le comportement hydromécanique des mélanges BS, BR et BC.

Ces courbes montrent la décroissance de la transmissivité lorsque la contrainte normale augmente, depuis approximativement  $1E-12 \text{ m}^3$  jusqu'à la fermeture de l'interface (valeur de l'ordre de  $1E-16$  à  $1E-17 \text{ m}^3$  due au bruit électronique). Suite à la fermeture de l'interface, si les paramètres hydrauliques sont inchangés, le contact reste clos, y compris lorsqu'on amorce la décharge, ce phénomène a déjà été observé par l'essai 1BR70. Par contre, en augmentant la pression d'injection, l'opérateur peut forcer l'écoulement, c'est ce que l'on observe pour l'essai 1BR70 représenté figure 5.18 et quelques essais représentés figures 5.26 et 5.27.

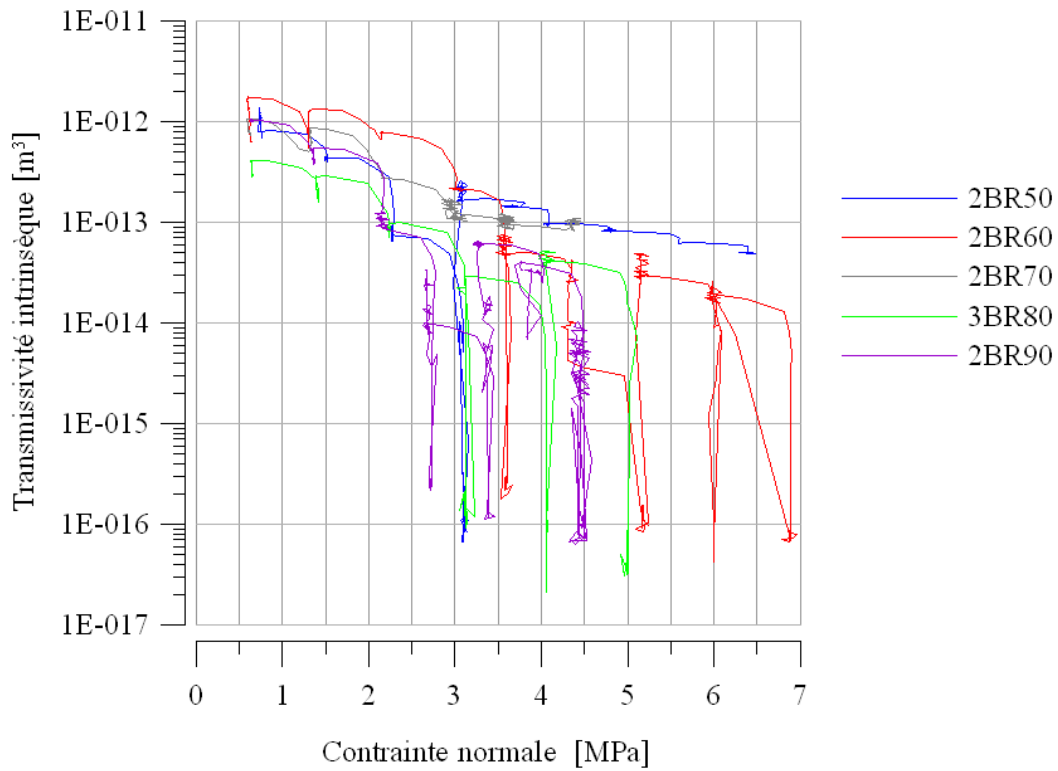
Ces courbes conduisent aux mêmes conclusions que les précédentes. Il n'y a pas d'influence marquée de la composition du mélange sur l'évolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale. Les courbes sont très regroupées et suivent la même tendance quel que soit le mélange inerte. La contrainte pour laquelle nous observons la fermeture de l'interface n'est pas spécialement ordonnée suivant la teneur massique en bentonite.

En ce qui concerne les mélanges BC (figure 5.28), notons que l'essai 1BC90 est confondu avec les essais des séries BS et BR. La décroissance se fait de la même façon : passage de  $T = 1E - 12 \text{ m}^3$  à  $T = 2E - 16 \text{ m}^3$  (fermeture) en 4 MPa.

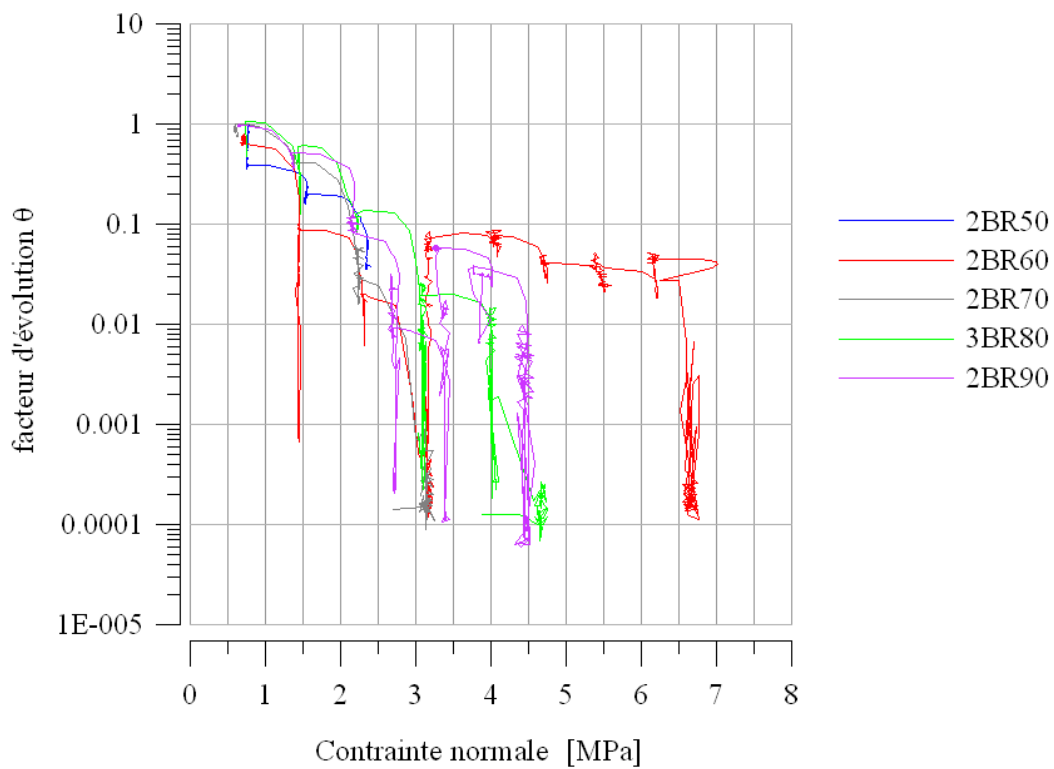
L'essai 2BC50, quant à lui, se rapproche d'un contact roche mortier (paragraphe 5.2) de par son comportement. L'interface ne se referme pas et la décroissance est très faible : passage de  $T = 1E - 12 \text{ m}^3$  à  $T = 2E - 13 \text{ m}^3$  (fermeture) en approximativement 14 MPa. Nous pouvons penser qu'avec l'augmentation de la fraction massique  $X_b$  des mélanges BC, la décroissance de la transmissivité sera de plus en plus marquée.

La contrainte lithostatique attendue est de l'ordre de 12.5 MPa, il n'y aura donc pas de fermeture de l'interface pour un tel mélange.

En conclusion, on pourra ajouter qu'il est très délicat d'atteindre un régime permanent pour l'écoulement. La bentonite est très sensible à l'eau, on observe un phénomène d'érosion (qui sera développé ci après) et un transport de matière (bentonite visible dans la membrane en fin d'essai) pouvant entraîner une obstruction locale du canal.

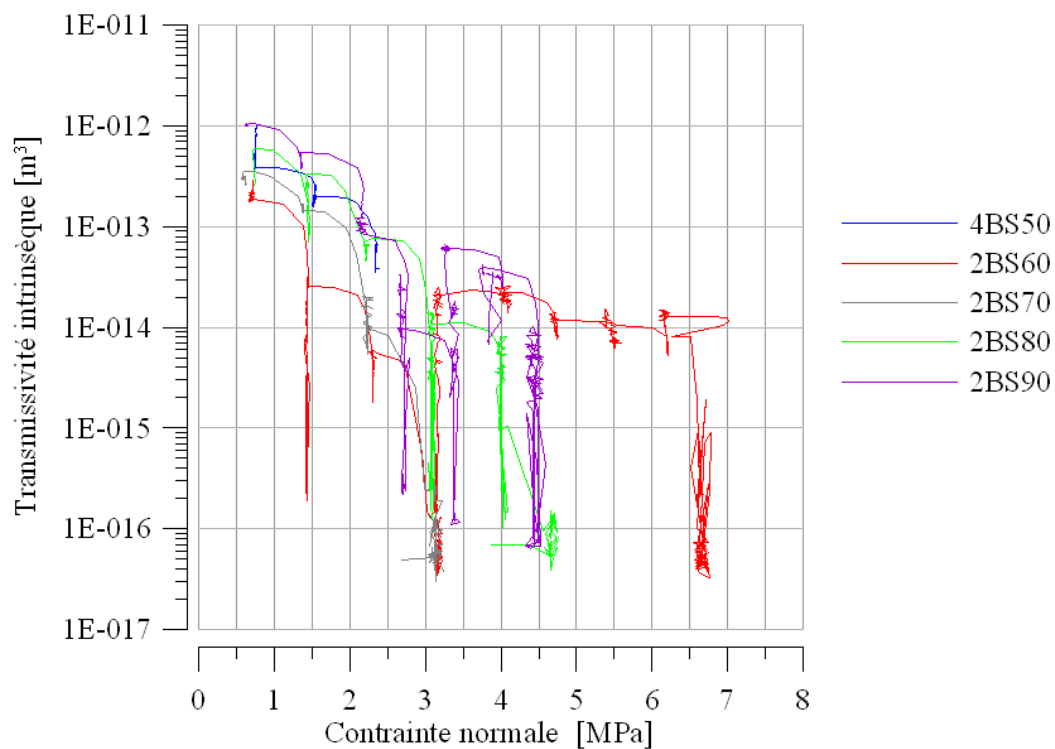


(a)

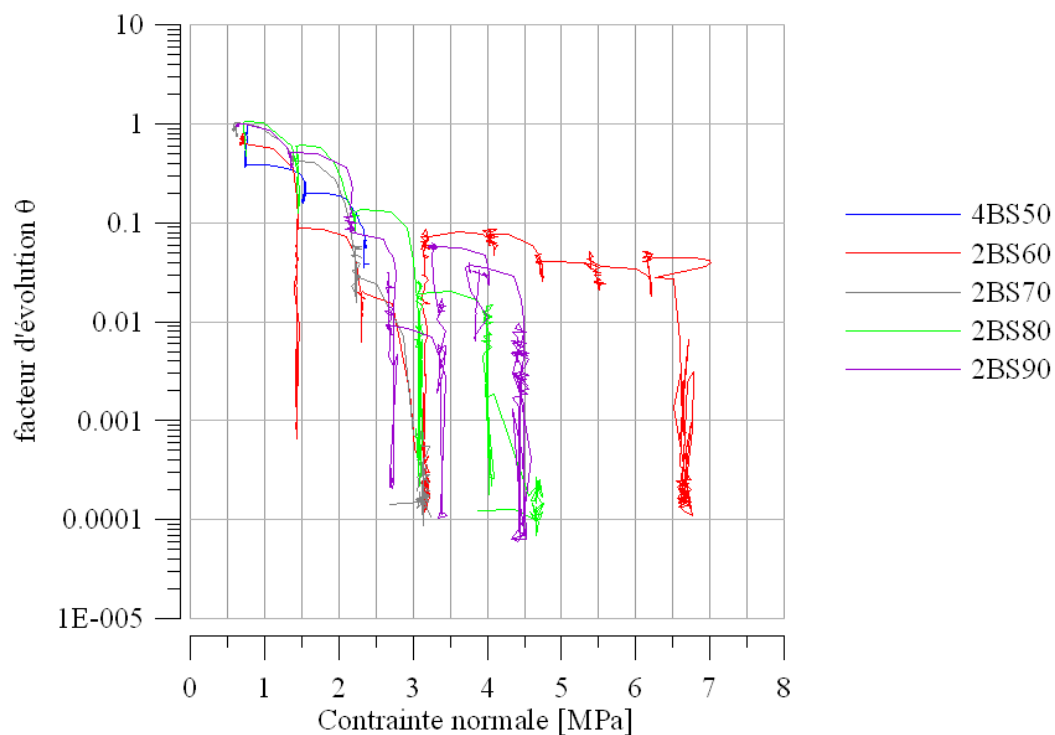


(b)

FIG. 5.26 – Essais de compression hydromécanique sur la seconde série d'essais sur les mélanges Bentonite + Roche broyée (série 2BR) : (a) évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. (b) Facteur d'évolution  $\theta$  en fonction de la contrainte normale.  $\theta$  tel que  $T(\sigma_n, P, Q) = \theta(\sigma_n, P, Q) \cdot T_1^{max}$ .  $T_1^{max}$  : transmissivité maximale relevée à la première étape de chargement.



(a)



(b)

FIG. 5.27 – Essais de compression hydromécanique sur la seconde série d’essais sur les mélanges Bentonite + Sable (série 2BS) : (a) transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. (b) Facteur d’évolution  $\theta$  en fonction de la contrainte normale.  $\theta$  tel que  $T(\sigma_n, P, Q) = \theta(\sigma_n, P, Q) \cdot T_1^{max}$ .  $T_1^{max}$  : transmissivité maximale relevée à la première étape de chargement.

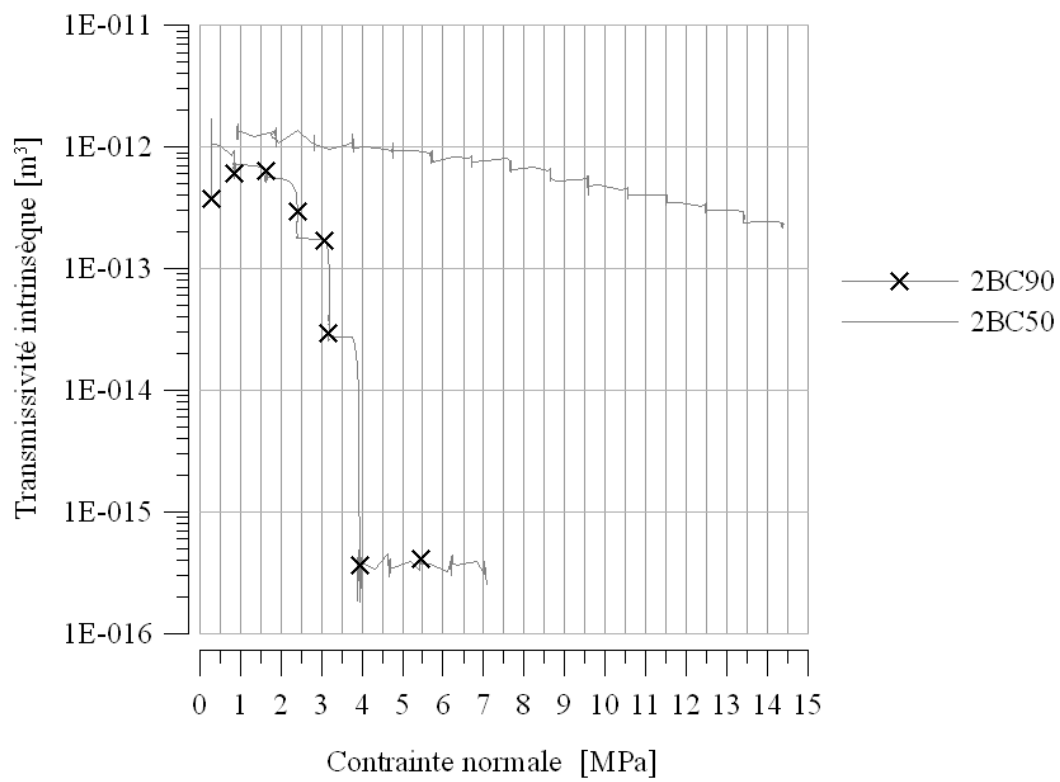


FIG. 5.28 – Essais de compression hydromécanique sur la seconde série d’essais sur les mélanges Bentonite + Ciment (série 2BC) : évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale.

### 5.5.4.5 Phénomène d'érosion

Nous avons constaté lors des essais, à certaines étapes du chargement normal, une chute soudaine de la pression accompagnée d'une augmentation du débit. Ces variations traduisent une brusque ouverture du canal et engendrent une augmentation de transmissivité. Si cette augmentation se démarque des fluctuations possibles inhérentes au fait que le régime permanent n'est jamais réellement atteint, alors nous les appellerons érosion. D'un point de vue pratique, nous considérons qu'à partir d'un facteur 2, il faut regarder plus en détail s'il s'agit réellement d'érosion. Nous avons figure 5.29 une illustration de l'impact de l'érosion sur les paramètres hydrauliques : lors d'une première phase, la pression augmente alors que le débit diminue entraînant une diminution de la transmissivité. Suite à l'érosion (matérialisée par un point), le débit augmente et la pression diminue, la transmissivité augmente alors. Missana et al [130] considèrent que le débit est un des paramètres pilotant ce phénomène. Pression et débit sont liés dans l'étude que nous avons menée et nous pensons que tous deux pilotent l'érosion. Nous verrons, lors du chapitre sept que la section d'écoulement intervient également.

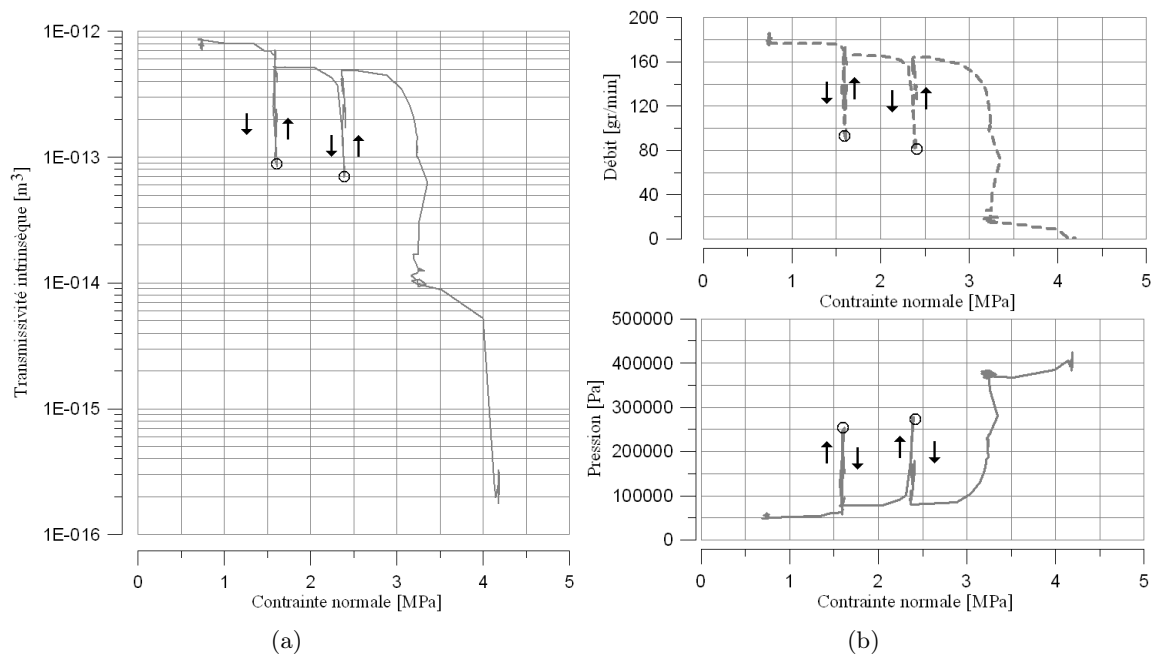


FIG. 5.29 – Mise en évidence du phénomène d'érosion lors de l'essai 4BR60 : (a) transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. (b) Débit en fonction de la contrainte normale et pression en fonction de la contrainte normale. Le rond matérialise le début de l'érosion et le début des variations des paramètres hydrauliques.

Au cours des essais, nous avons distingué deux types de variations des paramètres hydrauliques. Le canal d'écoulement peut être élargi par érosion lors des trois premières étapes de chargement, avant d'atteindre la fermeture de l'interface. La figure 5.30 (c) nous montre la partie bentonite érodée de l'essai 4BR60. Cette érosion est due à la concentration de l'écoulement dans un unique canal. Nous étudierons ce phénomène lors des calculs numériques et essaierons d'en comprendre les éléments moteurs.

Par ailleurs, pour la majorité des essais, la fermeture est observée entre 3 et 5 MPa. L'opérateur force alors l'écoulement en augmentant la pression. Ceci engendre une forte érosion, on observe, figure 5.30 (a) et (b), un canal de 4 mm de large et de profondeur.

Il apparaît clairement sur les figures 5.30 que le premier type d'érosion est moins dévastateur que celle générée par l'augmentation de la pression d'injection. Le canal visible sur la photographie mesure approximativement 1 mm de large et de profondeur. Les pressions et débits en jeu ne sont pas les mêmes pour ces deux types d'érosion :

- pour l'érosion naturelle, les débits sont supérieurs à 100 gr/min et les pressions de l'ordre de 0.05 à 0.1 MPa.

- pour l'écoulement forcé, le débit est nul et les pressions de l'ordre de 0.5 à 1 MPa.

A titre de comparaison, Missana et al. [130] réalisent des essais avec des débits de 0.17 à 0.49 ml/jour. De même, les résultats obtenus grâce au laboratoire souterrain TSX (Tunnel Sealing Experiment) (Dixon et al. [62]) donnent une pression d'eau sur le bouchon allant jusque 4 MPa (pression hydrostatique à 420 m de fond) et des débits de l'ordre de 1.1 l/jour.

Quelle sont les conséquences de cette érosion ?

L'effet direct de l'érosion est d'augmenter la profondeur du canal ou l'ouverture hydraulique, modifiant ainsi  $T$  car, rappelons le :  $T = K \cdot e$ . La géométrie de l'interface est perturbée par l'érosion, il est donc délicat de comparer les valeurs de transmissivité dans le sens où c'est l'ouverture hydraulique qui est modifiée et non la capacité d'une interface à géométrie constante à laisser s'écouler le fluide. Mener une étude comparative quantitative de transmissivité sous entend classiquement d'avoir des faibles variations de l'ouverture hydraulique. Cette dernière n'est incluse dans la transmissivité que pour éviter de la calculer et d'engendrer des erreurs importantes sur le calcul de la perméabilité.

Pourtant, l'érosion naturelle sous faible gradient hydraulique est une réponse de l'interface au passage d'un fluide même si, sur de tels sites un débit beaucoup plus faible est attendu (Missana et al [130]). Dans la mesure où les conditions d'écoulement des essais de laboratoire peuvent correspondre aux conditions in situ, cette modification de l'interface doit être considérée comme une propriété intrinsèque de l'interface.

De même, en ce qui concerne l'écoulement forcé, la question majeure est de savoir s'il est possible d'avoir des conditions hydrauliques in situ proche des conditions de laboratoire. Si c'est le cas, il faut considérer ce deuxième type d'érosion également comme une réponse naturelle de l'interface. Pour caractériser un écoulement, il est d'usage de raisonner en gradient hydraulique (loi de Darcy). Dans le cas de l'érosion forcée, il n'y a plus d'écoulement puisque le débit est nul, du moins en laboratoire car il n'y a qu'un canal d'injection qui est bouché. Il est donc plus pertinent de parler d'une pression d'eau qui s'applique localement sur l'interface que d'un gradient hydraulique. In situ, les chemins d'écoulement de fluide sont extrêmement nombreux, il est probable que si l'eau ne peut s'écouler dans l'interface, il y aura écoulement dans des fissures voisines et une pression d'eau locale inférieure à la pression hydrostatique attendue in situ : 5 MPa (pression hydrostatique de l'eau par 500 m de fond :  $P = \rho_e \cdot g \cdot z$  avec une nappe au niveau de la surface) (Dixon et al. [62]).

D'une façon générale, les conditions hydrauliques in situ ne sont pas exactement connues même si les expériences menées sur le laboratoire souterrain de l'AECL donnent des pistes de réponse. Les pressions maximales appliquées en laboratoire sont de l'ordre de 1.5 MPa et donc, pourraient correspondre à des paramètres in situ. L'érosion forcée est alors, de même que précédemment, une réponse de l'interface à certaines conditions hydrauliques. Ces deux réponses sont des propriétés très importantes pour le contexte particulier du stockage de déchets nucléaires.

Finalement, nous pourrions étudier la transmissivité de l'interface, avec ou sans érosion, en abordant les résultats de la façon suivante : Nous relevons une pression  $P$  et un débit  $Q$  à une étape de contrainte normale donnée. La transmissivité exprimée est celle qu'aurait un milieu poreux en forme de canal, de section de largeur  $1\text{ mm}$  et de profondeur  $e$ , sous les mêmes conditions hydrauliques. Cela permet d'exprimer une transmissivité malgré l'évolution de la géométrie du canal.

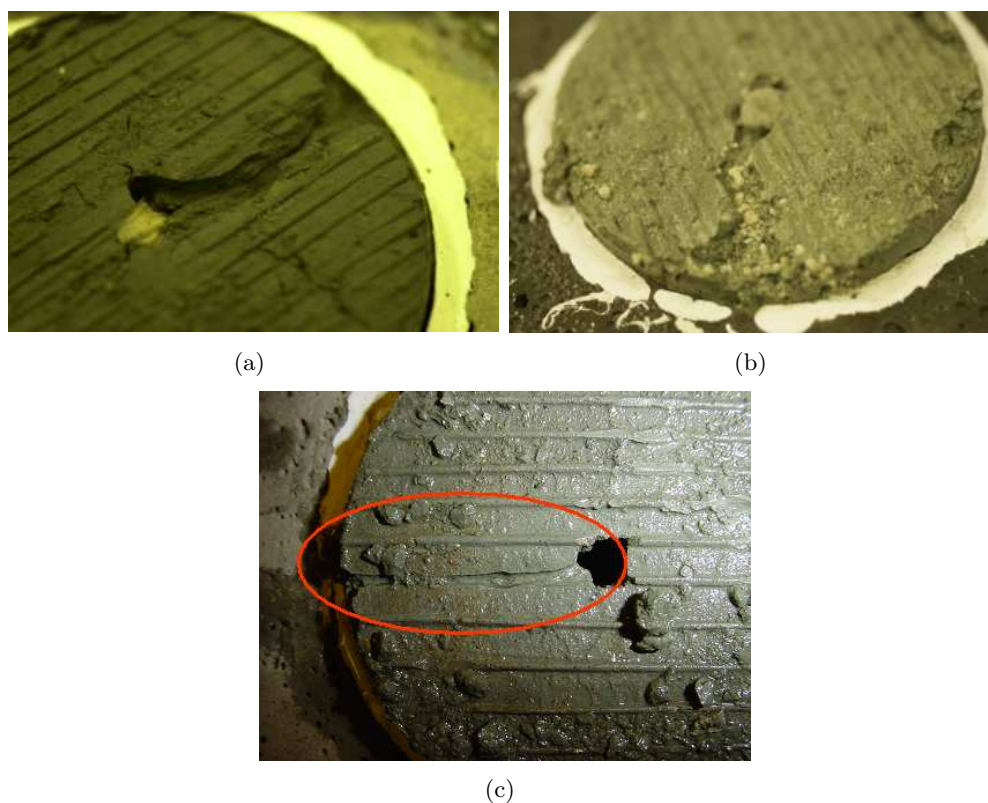


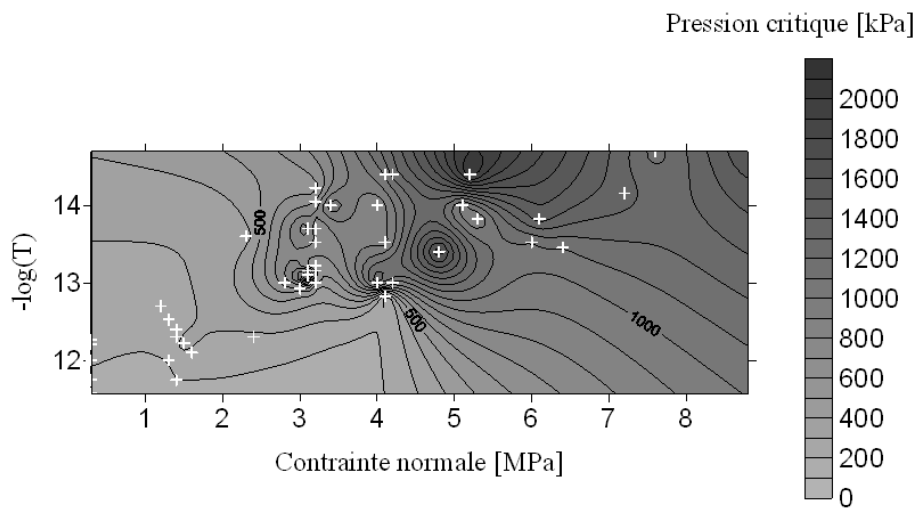
FIG. 5.30 – Canal creusé dans l'échantillon de bentonite par érosion lors d'une augmentation de pression pilotée par l'expérimentateur dans l'échantillon 1BR60 (a) et 1BS70 (b). (c) Erosion qualifiée de naturelle (i.e. : sans augmentation forcée de la pression) de l'échantillon 4BR60.

Nous avons recensé les phénomènes d'érosion au cours de la campagne d'essais. Ainsi, nous représentons figure 5.31 la pression d'injection critique, (i.e : ayant conduit à l'érosion de l'interface) relevé pour un certain niveau de contrainte normale  $\sigma_n$  et pour la transmissivité de l'interface avant d'appliquer l'incrément de contrainte normale qui permet d'arriver à l'étape  $\sigma_n$ . Autrement dit, considérons une interface comprimée à  $\sigma_n$  et qui a une transmissivité  $T$ . Si au palier suivant de contrainte ( $\sigma_n + \Delta\sigma$ ) on observe une érosion sous des conditions hydrauliques  $P$  et  $Q$ , alors on fera figurer le point de coordonnées  $(\sigma_n; -\log(T); P)$  sur la figure 5.31. Nous reportons la pression d'injection sur la figure car c'est le paramètre hydraulique choisi pour le pilotage des essais. Toutefois, débit et pression sont liés à travers la transmissivité sur la figure 5.31.

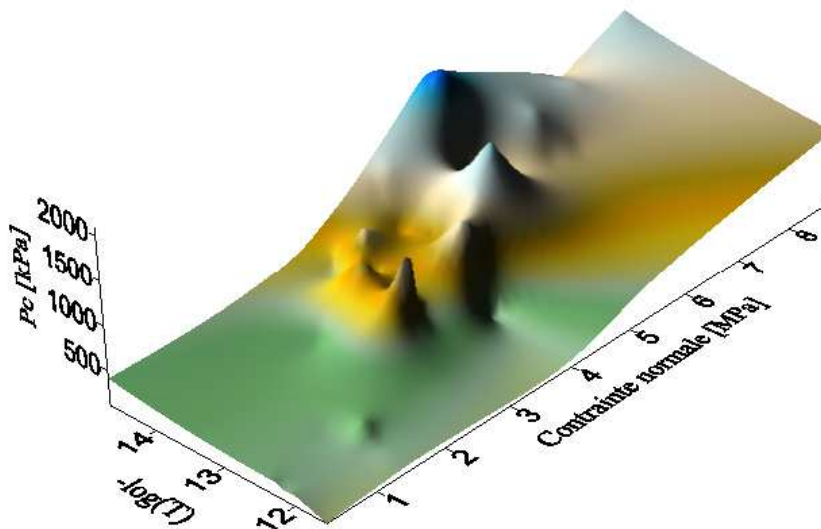
Ce graphique permet de mettre en évidence les conditions expérimentales propices à l'érosion de l'interface. Malgré quelques points singuliers qui conduisent à des pics de pressions d'injection, la tendance est une augmentation de la pression critique au fur et à mesure que la transmissivité décroît et que la contrainte augmente. En d'autres termes, moins l'interface laisse s'écouler le fluide plus la pression qui conduit à l'érosion est importante.

Missana et al [130] étudient, entre autres, la formation de colloïdes suite à une circulation de

fluide dans une interface granite-bentonite. Cette équipe précise qu'une raison de formation de colloïdes est une érosion de la bentonite. Aucune information n'est cependant disponible sur le gradient hydraulique appliqué durant l'essai ni sur la dégradation de la partie bentonite. Chapuis [38] observe, quant à lui, un délavage ou érosion de la bentonite formant un tapis d'étanchéité pour un gradient hydraulique de 10 m/m. La bentonite de ce tapis a une densité sèche de  $16 \text{ kN/m}^3$ , une teneur en eau de 20% à 25 %, un degré de saturation de l'ordre de 92 % et une perméabilité de  $1\text{E-}16 \text{ m}^2$ . Ces caractéristiques sont assez proches de la bentonite telle que nous la testons. Le gradient que nous appliquons est, pour une érosion naturelle, de l'ordre de 690 m/m (0.2 MPa répartis sur 29 mm). Il est normal alors d'observer cette érosion.



(a)



(b)

FIG. 5.31 – Relevés expérimentaux de la pression d'injection critique en kPa pour les mélanges Bentonite + Sable (séries BS), Bentonite + Roche broyée (séries BR) et Bentonite + Ciment (séries BC). (a) : Courbes de niveaux de la pression critique en fonction de la contrainte normale et de la transmissivité de l'interface avant d'appliquer l'incrément de contrainte normale conduisant à  $\sigma_n$ . Les croix blanches correspondent aux points expérimentaux. (b) Vue en relief du même relevé.



### 5.5.4.6 Influence des conditions hydrauliques sur la transmissivité et son évolution

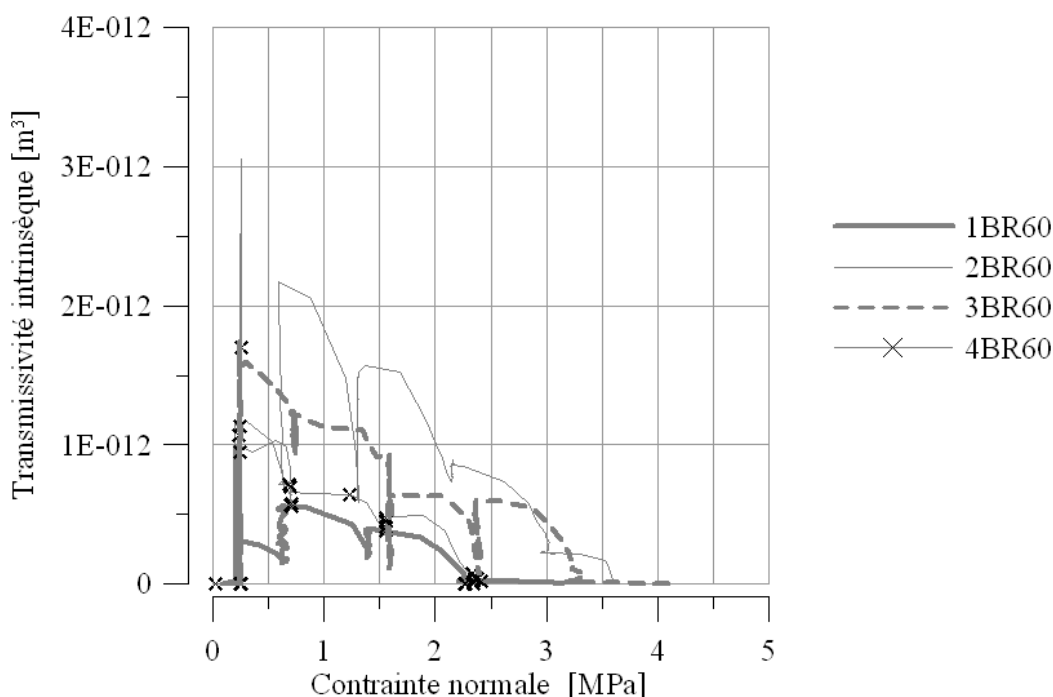


FIG. 5.32 – Evolution de la transmissivité intrinsèque  $T$  en fonction de la contrainte normale  $\sigma_n$  en échelle non logarithmique pour les essais 1BR60, 2BR60, 3BR60 et 4BR60.

Nous cherchons à étudier, dans ce paragraphe, l'impact des conditions hydrauliques sur la transmissivité et son évolution. Nous nous intéressons, dans un premier temps, à l'impact du débit initial sur la transmissivité intrinsèque, puis, nous verrons que contrairement aux joints rocheux (Hans et al [90]), la transmissivité d'une interface bentonite argilite est sensible aux variations de conditions hydrauliques même sous faible contrainte normale.

Pour cela, nous baserons notre analyse sur des essais complémentaires dont voici le détail :

- 2 essais de compression hydromécanique sur un mélange BR60 (3BR60 et 4BR60) avec des débits initiaux différents des deux précédents (1BR60 et 2BR60),
- 3 essais d'excursions hydrauliques à contrainte normale constante sur des mélanges BR90 (3BR90, 5BR90 et 6BR90).

Concernant l'influence du débit initial, nous présentons figure 5.32 l'évolution, depuis 0 MPa, de la transmissivité de 4 interfaces constituées des mêmes matériaux et soumis à la même compression mais pour lesquelles les débits initiaux sont différents. Nous avons gardé l'intégralité des courbes et pour plus de clarté, nous comparerons les débits et les transmissivités à 1 MPa. Deux observations peuvent être faites :

- le débit initial a une influence sur la transmissivité initiale. Les valeurs de débits et transmissivités relevés pour la première étape de chargement mécanique sont synthétisées dans le tableau 5.13.
- le débit initial conditionne également l'érosion qui modifie l'évolution de la transmissivité avec la contrainte normale (cf. essai 2BR60). Ne perdons toutefois pas de vue que l'érosion peut

être accentuée par des faiblesses locales de l'éponte de bentonite et nous ne sommes pas en mesure de confectionner des échantillons parfaitement homogènes et identiques.

Essais	1BR60	2BR60	3BR60	4BR60
Débit initial [gr/min]	150	460	100	180
$T_0$ initiale [ $m^3$ ]	5E-13	9E-13	8E-13	1.8E-12

TAB. 5.13 – Valeurs de débits et transmissivités à la première étape de chargement mécanique pour les essais 1BR60, 2BR60, 3BR60 et 4BR60.

Puis, rappelons que la loi de Darcy requiert un écoulement laminaire (Coussy [50], Rasoloarijaona [157]). Est-il possible, à contrainte normale constante, d'étudier l'écoulement dans l'interface, et notamment d'étudier la laminarité, en réalisant des excursions hydrauliques ?

Nous sommes intéressés à la question et avons réalisé trois cycles d'excursions hydrauliques sous trois niveaux de contrainte normale : 1 MPa, 2 MPa et 3 MPa.

Ces cycles sont présentés figure 5.33 dans le plan "Pression - Débit". Depuis un point de départ représenté par une croix, nous avons fait varier le débit à l'aide la vanne R2 (cf. chapitre sur le dispositif expérimental) pour chaque interface soumise à une contrainte normale différente.

Nous pouvons observer deux types de variations :

- Variation de type 1 : P augmente (resp. diminue) et Q augmente (resp. diminue) : ceci correspond à une fermeture (resp. ouverture) de la vanne R2. Autrement dit, l'opérateur fait augmenter (resp. diminuer) le débit passant dans l'interface.

- Variation de type 2 : P augmente (resp. diminue) et Q diminue (resp. augmente) : ceci correspond à une fermeture naturelle (resp. ouverture par érosion) de l'interface. Cette fermeture est peut être due à du matériau qui bouche le canal d'écoulement. Il est difficile d'en déterminer précisément la cause.

Nous remarquons sur ces figures que dès le début de l'essai, augmenter le débit conduit à de l'érosion (courbes (a) et (b) de la figure 5.33). Plusieurs phases de variations type 1 et 2 se succèdent lors des excursions hydrauliques. Rappelons que dans ce plan, une droite passant par l'origine est une droite de transmissivité constante, puisque T est proportionnelle au rapport P/Q. On constate que plus l'écoulement est difficile à mettre en place (vides réduits et tortuosité augmentée avec la contrainte), plus ces phases se succèdent et plus il est difficile de tendre vers une transmissivité à peu près constante :

Pour l'essai 3BR90 à 1MPa, au bout d'une érosion et un cycle charge/décharge hydraulique, nous atteignons une transmissivité T1 à peu près constante. On a un rapport des transmissivités qui vaut  $T3/T1 = 3$ .

Pour l'essai 5BR90, 4 phases d'érosion sont nécessaires pour pouvoir faire varier P et Q sans influencer la transmissivité qui vaut T5. On a alors un rapport des transmissivités qui vaut  $T4/T5 = 9$ .

Pour l'essai 6BR90, l'évolution est beaucoup plus anarchique et on ne retiendra que le large faisceau de droites encadrant la réponse expérimentale, en effet :  $T6/T7 = 11$ .

La transmissivité finale ( $T_1$ ,  $T_5$  et  $T_7$ ) est moins sensible aux conditions hydrauliques que la transmissivité initiale car l'interface a été modifiée par l'écoulement durant toute une phase transitoire correspondant à la formation d'un canal. Une fois ce canal formé, la transmissivité est à peu près stable. De même, une fois la bentonite érodée, l'écoulement semble laminaire. En effet, la laminarité se traduit dans ce plan par une transmissivité constante quelles que soient les conditions hydrauliques.

Il existe cependant quelques écarts par rapport à un régime complètement laminaire, ceci peut être dû à des débits élevés. On quitte alors le régime laminaire pour passer en régime turbulent (nous essaierons de lever cette interrogation lors des simulations numériques). Par ailleurs, il est possible que, sous la pression de l'eau la bentonite se déforme auquel cas, l'ouverture hydraulique est légèrement modifiée et la transmissivité augmente.

Les conclusions de cette étude portant sur 5 essais complémentaires sont les suivantes :

- il existe une influence du débit initial sur la valeur initiale de la transmissivité et sur son évolution. Ceci nécessite de mener une étude plus approfondie sur l'impact de la gamme de débits utilisée pour l'ensemble des essais. Nous verrons cela au paragraphe suivant.
- les excursions hydrauliques perturbent la valeur de la transmissivité et l'interface en favorisant l'érosion, et ce d'autant plus que la contrainte normale est élevée. Par contre, si un canal est creusé dans l'interface, on peut considérer que l'écoulement est laminaire et la transmissivité est beaucoup moins sensible aux conditions d'écoulement. Nous vérifierons ceci lors des simulations numériques.

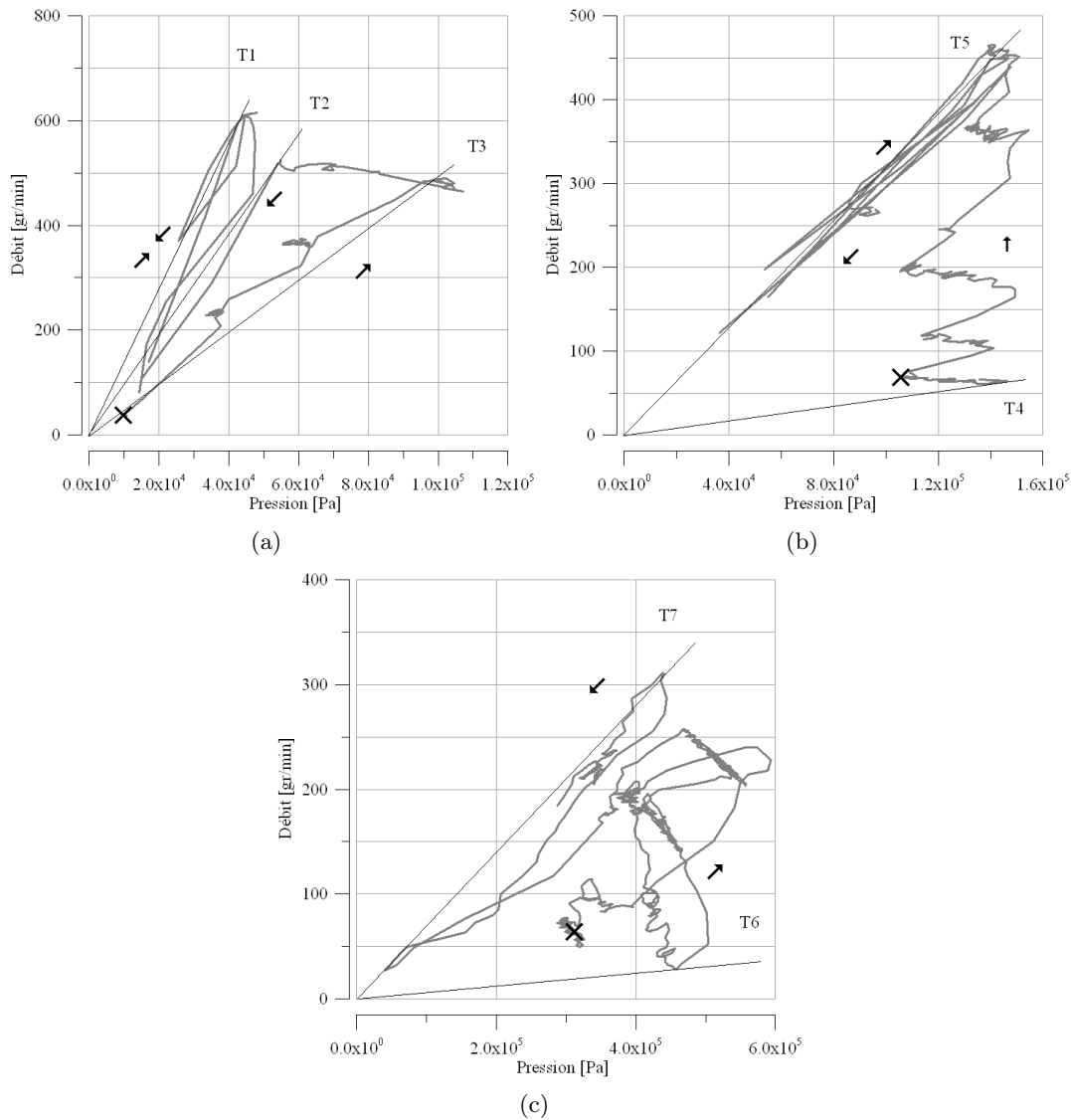


FIG. 5.33 – Essais 3BR90, 5BR90 et 6BR90 : évolution de la pression en fonction du débit et droites de transmissivité constante pour différentes contraintes normales : 0.8 MPa pour 3BR90, 1.5 MPa pour 5BR90, 2.3 MPa pour 6BR90.

#### 5.5.4.7 Dispersion des résultats

Jusqu'à présent, nous avons présenté et discuté les résultats expérimentaux sans toutefois essayer de quantifier la dispersion des résultats, même si nous avons fait un point sur l'influence du débit initial. C'est pourtant un point clé de toute campagne expérimentale. Nous étudierons, dans ce paragraphe, la dispersion existant entre deux essais menés dans les mêmes conditions et sur le même type de mélange. Ces essais ont été réalisés pour vérifier la cohérence des résultats expérimentaux. Par la suite, nous verrons qu'une source de dispersion a été la valeur du débit initial et comment nous avons fait évoluer le protocole pour pallier ce problème.

Dans un premier temps, étudions la dispersion en comparant les essais de la première et de la seconde série des mélanges BS et BR. Dans les tableaux 5.14, 5.15 et 5.16 nous trouvons l'écart en % sur le débit entre les deux essais, la dispersion sur la pression et sur la transmissivité calculés

comme suit :

$$\frac{\Delta T}{T} = \frac{T_{max} - T_{min}}{T_{max}}$$

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{Q_{max} - Q_{min}}{Q_{max}}$$

$$\frac{\Delta P}{P} = \frac{P_{max} - P_{min}}{P_{max}}$$

l'entité indiquée "max" (resp. "min") étant la plus élevée (resp. faible) des deux essais.

L'étude de la dispersion se fait à la mise en place de l'écoulement, puis aux deuxième et troisième étapes de chargement mécanique. La fermeture de l'interface intervenant, pour la plupart des essais, à 4la quatrième étape de chargement mécanique, nous ne quantifierons pas la dispersion au delà de 3 MPa.

Essais	1BS70	1BS80	1BS90	1BR50	1BR60	3BR60	1BR70	1BR80	1BR90
comparés	2BS70	2BS80	2BS90	2BR50	2BR60	4BR60	2BR70	2BR80	2BR90
$\frac{\Delta Q}{Q}$	0.12	0.19	0.41	0.14	0.39	0.38	0.1	0.5	0.06
$\frac{\Delta P}{P}$	0.08	0	0.72	0.25	0.16	0.33	0.41	0.44	0.33
$\frac{\Delta T}{T}$	0.04	0.19	0.83	0.36	0.49	0.07	0.48	0.73	0.38

TAB. 5.14 – Valeurs d'écart sur les débits et de dispersion sur les pressions et les transmissivités à la mise en place de l'écoulement.

Essais	1BS70	1BS80	1BS90	1BR50	1BR60	3BR60	1BR70	1BR80	1BR90
comparés	2BS70	2BS80	2BS90	2BR50	2BR60	4BR60	2BR70	2BR80	2BR90
$\frac{\Delta Q}{Q}$	0.5	0.47	0.77	0.68	0.65	0.47	0.04	0.36	0.19
$\frac{\Delta P}{P}$	0	0.23	0.2	0.61	0.56	0.2	0.47	0.22	0.31
$\frac{\Delta T}{T}$	0.50	0.59	0.81	0.18	0.85	0.58	0.44	0.18	0.44

TAB. 5.15 – Valeurs d'écart sur les débits et de dispersion sur les pressions et les transmissivités à la deuxième étape de chargement mécanique.

Essais	1BS70	1BS80	1BS90	1BR50	1BR60	3BR60	1BR70	1BR80	1BR90
comparés	2BS70	2BS80	2BS90	2BR50	2BR60	4BR60	2BR70	2BR80	2BR90
$\frac{\Delta Q}{Q}$	0.61	0.1	0.85	0.63	0.85	0.43	0.27	0.48	0.64
$\frac{\Delta P}{P}$	0.11	0.17	0.06	0.38	0.52	0.23	0.22	0.24	0.75
$\frac{\Delta T}{T}$	0.66	0.25	0.86	0.41	0.93	0.25	0.06	0.60	0.91

TAB. 5.16 – Valeurs d'écart sur les débits et de dispersion sur les pressions et les transmissivités à la troisième étape de chargement mécanique.

Les essais 1BS50 et 1BS60 ont été réalisés pendant la période de rodage du dispositif expérimental. Ils sont logiquement différents des autres essais, réalisés après l'acquisition d'une certaine habitude sur ces essais. Vu l'ensemble des résultats obtenus, nous n'avons pas jugé utile de les refaire. Fort de ce fait, il est délicat de comparer les essais 1BS50 et 4BS50 ainsi que 1BS60 et 2BS60.

Ces trois tableaux mettent en évidence des dispersions très importantes : 4% à 93% pour la transmissivité et 0% à 75% pour la pression. Notons qu'un écart entre les débits initiaux imputable à l'opérateur engendre un écart entre les pressions qui ne sont que les réponses de l'interface aux débits imposés.

De même, l'écart sur les débits, pourtant contrôlé par l'opérateur, est important. Ceci est imputable à l'expérience acquise des joints rocheux. En effet, contrairement au contact roche bentonite, la transmissivité des joints rocheux est peu sensible à une variation du débit initial. Nous n'avons donc pas, pour ces deux séries d'essais, porté grande attention à ce paramètre. nous verrons en quoi cela a évolué et également quelle conséquence cela a eu sur la dispersion.

Dans un premier temps, essayons de comprendre si la dispersion de la pression dépend de quelque manière que ce soit des écarts entre les débits. La figure 5.34 est une traduction graphique des tableaux 5.14, 5.15 et 5.16.

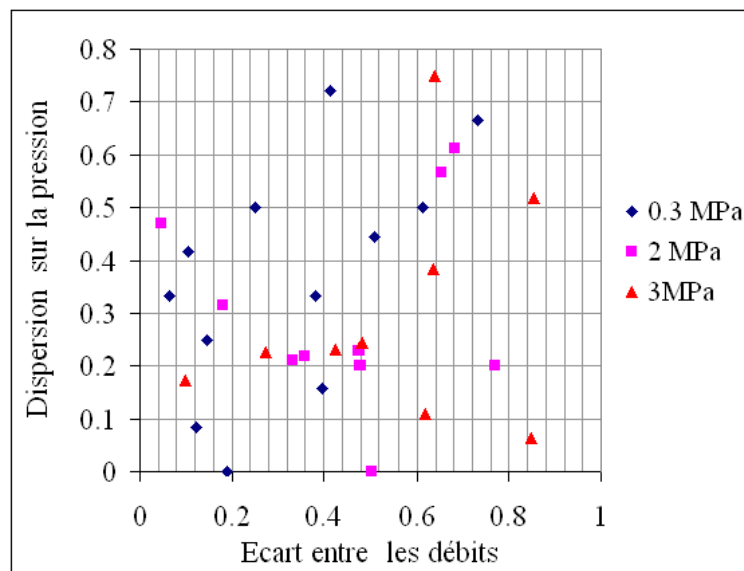


FIG. 5.34 – Dispersion sur la pression en fonction des écarts entre les débits relevés à trois étapes de chargement mécanique pour l'ensemble des essais hydromécaniques menés sur les mélanges Bentonite + Sable et Bentonite + Roche broyée.

Nous pouvons remarquer qu'il existe une tendance générale, pour une étape de chargement donnée, à l'augmentation de la dispersion sur la pression avec l'augmentation de l'écart entre les débits. Toutefois, les points expérimentaux relevés sont extrêmement dispersés et on ne saurait établir un lien entre dispersion sur la pression et écart entre les débits. Est-il malgré tout possible de déterminer l'incertitude sur la transmissivité connaissant la dispersion sur la pression et l'écart sur les débits ?

Intéressons nous à la figure 5.35 pour répondre à cette interrogation. Notons que deux valeurs de débit et pression peuvent conduire à la même transmissivité (points A, C et E de la figure 5.35). Il est alors nécessaire d'avoir :

$$Q1 = \alpha \cdot T1 \cdot P1$$

et

$$Q2 = \alpha \cdot T1 \cdot P2$$

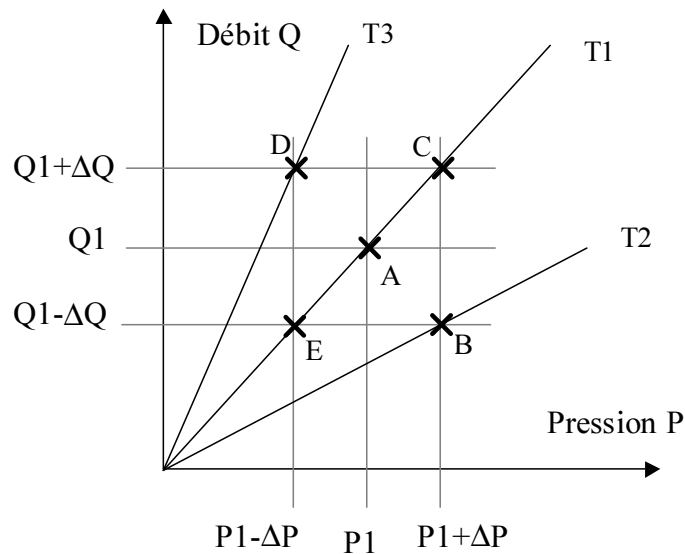


FIG. 5.35 – Transmissivités possibles T2 et T3 à partir d'un point A ( $Q_1, P_1$ ) de transmissivité T1 satisfaisant les écarts de débit  $\Delta Q$  et de pression  $\Delta P$ . Représentation schématique dans un plan "Débit - Pression".

D'où

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{Q_2 - Q_1}{Q_2} = \frac{P_2 - P_1}{P_2} = \frac{\Delta P}{P}$$

Toutefois, avoir  $\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{\Delta P}{P}$  ne garantit pas d'avoir la même transmissivité d'interface, il est possible d'atteindre les points B et D. Le tableau 5.17 regroupe les écarts et les dispersions existant entre les essais 1BR90 et 2BR90 d'une part et les essais 1BR70 et 2BR70 d'autre part. On remarque que, pour ces deux séries d'essais, on a quasiment  $\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{\Delta P}{P}$ . Pourtant, la dispersion sur la transmissivité est de 6% dans un cas et 90% dans l'autre.

Connaître la dispersion sur la pression et l'écart entre les débits ne permet donc pas de prévoir pour autant la dispersion sur la transmissivité.

Essais comparés	$\frac{\Delta P}{P}$	$\frac{\Delta Q}{Q}$	$\frac{\Delta T}{T}$	points équivalents figure 5.35
1BR90 et 2BR90	0.75	0.64	0.90	A et D
1BR70 et 2BR70	0.22	0.27	0.06	A et C

TAB. 5.17 – Ecart entre les débits et dispersions sur la pression et la transmissivité pour les échantillons BR70 et BR90. Valeurs calculées pour une contrainte de 3 MPa.

La première conclusion de cette étude sur la dispersion est de limiter l'écart entre les débits imposés par l'opérateur entre deux essais réalisés sur le même échantillon et dans les mêmes conditions expérimentales et dont l'objectif est de vérifier la cohérence des essais. De plus, l'étude sur les conditions d'écoulement menée paragraphe 5.5.4.6 nous conduit à supprimer les excursions hydrauliques.

Voyons l'impact de ce nouveau protocole sur la dispersion des résultats entre les essais 1BC50 et

2BC50 d'une part, et 1BC90 et 2BC90 d'autre part. Les résultats sont synthétisés tableaux 5.18 et 5.19.

Nous avons déjà remarqué figure 5.34 qu'un très faible écart entre les débits initiaux n'empêche pas une forte dispersion sur la pression (jusque 50%) . En effet, la pression n'est pas contrôlable puisqu'il s'agit de la réponse de l'interface à une sollicitation hydromécanique. Les résultats de dispersion sur les essais BC corroborent cette observation puisqu'un écart de 16% sur les débits a conduit à une dispersion sur les transmissivités de 90%.

Le protocole final retenu consiste à imposer les mêmes débits initiaux avec le moins d'erreur possible et de le laisser évoluer au cours de la compression sans intervention de l'opérateur.

$\sigma_n$ [MPa]		0.3	2	3	5	8
Ecart entre les débits	$\frac{\delta Q}{Q}$	0.6	0.06	0.055	0.16	0.18
Dispersion sur la pression	$\frac{\delta P}{P}$	0.9	0.2	0.68	0.24	0.35
Dispersion sur la transmissivité	$\frac{\delta T}{T}$	0.7	0.5	0.5	0.9	0.5

TAB. 5.18 – Valeur de d'écart entre les débits, de dispersion sur la pression et sur la transmissivité pour les essais 1BC50 et 2BC50. Valeurs données pour différents niveaux de contrainte normale.

$\sigma_n$ [MPa]		0.3	2	3
Ecart entre les débits	$\frac{\delta Q}{Q}$	0.84	0.11	0.125
Dispersion sur la pression	$\frac{\delta P}{P}$	0.7	0.33	0.1
Dispersion sur la transmissivité	$\frac{\delta T}{T}$	0.5	0.5	0.2

TAB. 5.19 – Valeur de d'écart entre les débits, de dispersion sur la pression et sur la transmissivité pour les essais 1BC90 et 2BC90. Valeurs données pour différents niveaux de contrainte normale.

#### 5.5.4.8 Cohérence des essais

Lors de cette étude expérimentale d'interfaces, nous avons réalisé deux essais par type d'interface dans le but de nous assurer de la cohérence des résultats obtenus. Ce paragraphe est l'occasion de faire le point sur le caractère reproductible des essais réalisés. Nous ne présenterons pas de courbe d'essais dans la mesure où les commentaires sont généraux et que l'on pourra se reporter aux courbes de chaque essai pour vérifier nos dires.

Avant tout, rappelons que chaque échantillon est unique, dans la mesure où la configuration des interfaces n'est pas homogène et que des défauts locaux sont inévitables.

Malgré tout, les réponses mécaniques des deux séries d'essais menées sur la même interface sont sensiblement les mêmes (figures 5.22 et 5.23). Quelques différences non significatives sont observées, elles sont largement imputables à la constitution de l'échantillon.

D'un point de vue hydromécanique, nous avons déjà longuement discuté de la dispersion des résultats et de la sensibilité aux conditions d'écoulement dans les paragraphes précédents. Ceci explique en partie les différences observées pour la valeur de la transmissivité entre deux essais réalisés dans les mêmes conditions et sur le même matériau. Ajoutons à cela, qu'outre des transmissivités initiales différentes, le débit initial engendre des différences de comportement puisqu'il



conditionne l'érosion, laquelle commande la fermeture plus ou moins rapide de l'interface. C'est ce que nous pouvons observer pour les essais 1BR70 et 2BR70.

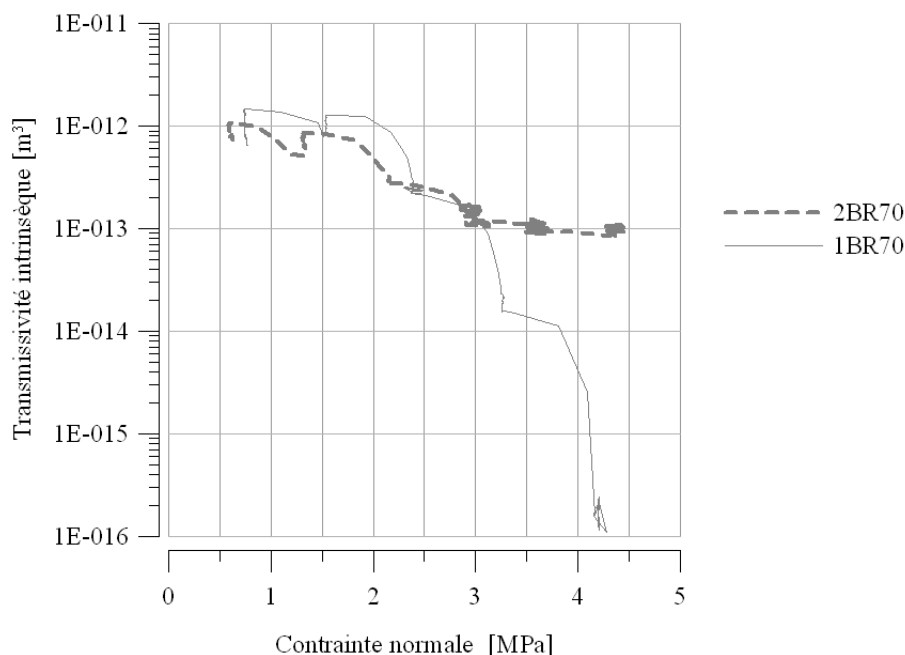


FIG. 5.36 – Différence de comportement hydromécanique observée entre les essais 1BR70 et 2BR70, imputable à de l'érosion. L'interface de l'essai 2BR70 ne se referme pas.

En conclusion, retenons que pour ce type d'interface et ce type d'essai, il est difficile d'obtenir des résultats plus précis en l'état actuel du dispositif expérimental. Des évolutions sont nécessaires et prévues pour améliorer la qualité des essais et notamment leur caractère reproductible.

### 5.5.5 Conclusion

Dans un premier temps, rappelons les objectifs que nous nous étions fixés pour cette campagne expérimentale. Nous souhaitons :

- identifier les phénomènes majeurs régissant le comportement hydromécanique des interfaces Argilite - mélanges à base de bentonite.
- dégager une éventuelle influence de la composition des mélanges sur la réponse hydromécanique de l'interface,
- étudier l'impact du ciment dans le mélange BC sur l'hydromécanique de l'interface.

A l'issue de cette campagne comptant 30 essais, nous arrivons à des conclusions d'ordre qualitatif, quantitatif et relatifs à la démarche expérimentale. Dans un premier temps, nous avons dégagé les propriétés de l'interface argilite mélanges argileux, importantes pour le contexte du stockage de déchets nucléaires.

- Comme beaucoup d'interfaces entre géomatériaux, la transmissivité intrinsèque décroît avec l'augmentation de contrainte normale (Hans et al [90], Lee et al [112], Capasso et al. [34]). Ceci est dû à l'augmentation de la tortuosité de l'écoulement et à la réduction des vides. L'évolution observée de transmissivité avec la contrainte normale a montré que l'interface est très sensible à l'érosion. Nos observations rejoignent celles de Missana et al [130], de Pusch [155] ainsi que celles

de Grindrod et al [87]. Cette érosion perturbe la fermeture de l'interface, qui malgré tout a été observée dans un premier temps pour de faibles contraintes normales (3 à 5 MPa), puis pour des contraintes plus élevées (7 à 10 MPa) lorsqu'il y a eu ouverture de l'interface forcée par une pression d'injection plus que critique. Les paramètres hydrauliques mesurés pendant les essais ont montré qu'il est très difficile d'obtenir un régime hydraulique permanent. Les échantillons de bentonite étant très sensibles à l'écoulement de fluide, il y a érosion, transport de matière qui peut reboucher localement les canaux d'écoulement.

Ce sont les propriétés plastiques de l'argile qui conditionnent la fermeture de l'interface. Les déformations élastiques sont bien inférieures aux déformations plastiques locales visibles en fin d'essai. La bentonite en fin d'essai constitue en effet un moulage permanent de la roche (canal d'érosion mis à part). Ce sont ces mêmes propriétés plastiques qui font défaut aux mélanges à base de matériau cimentaire, rendant délicate la préparation et la mise en oeuvre des échantillons. De plus, il a été observé que l'interface constituée de roche et d'un mélange BC est d'autant plus difficile à refermer qu'elle contient une grande proportion de ciment.

Une décharge de l'interface montre que la fermeture n'est pas immédiatement suivie d'une réouverture. En effet, même si la bentonite est creusée par érosion, les grandes déformations plastiques générées par l'application de la compression permet de combler les interstices de l'interface et la part irréversible de la déformation tend à maintenir close l'interface en début de décharge.

- En terme de conclusions quantitatives, nous retiendrons que si les essais préliminaires ont permis de dégager une influence de la composition des mélanges sur la réponse mécanique, cela ne s'est pas retrouvé lors des essais de compression pure hydromécanique. Ceci est largement imputable aux conditions aux limites mécaniques.

- Ainsi sauf, mélanges particuliers tels que ceux à base de ciment qui se rapprochent d'un contact argilite mortier, l'évolution de la transmissivité a été globalement semblable pour tous les essais. L'ordre de grandeur de la transmissivité initiale  $T_0$  est de  $1E-11 m^3$  (courbes 5.26 et 5.27) et la décroissance se fait selon une loi de type  $T = T_0 \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n}$  avec  $\alpha = 0.7$ . Cette loi correspond à une évolution typique avec la contrainte normale correspondant au cas où l'interface est suffisamment érodée pour ne pas se refermer. Il est important de remarquer que ces interfaces AB se referment beaucoup rapidement que les interfaces AM ( $\overline{\alpha}_{AM}=0.12$  alors que  $\overline{\alpha}_{AB}=0.7$ ).

- Enfin, les diverses observations expérimentales ainsi que l'étude sur la dispersion des résultats nous ont conduit à faire évoluer le protocole d'essai. Nous prêtons désormais une grande attention à la valeur de débit initial mais cela n'empêche pas d'avoir une dispersion importante comme l'ont montré les essais BC50 et BC90.

## 5.6 Essais mécaniques de cisaillement sur interface argilite bentonite

Cette série d'essais suit la campagne en compression pure hydromécanique et a pour but d'éclairer la réponse de l'interface argilite bentonite à un cisaillement mécanique ou hydromécanique. En effet, peu de résultats sur le cisaillement d'interface incluant de la bentonite sont disponibles dans la littérature (études mentionnées dans Marcial et al [123], Borgesson et al [25]). Par étude, nous entendons autant des conclusions qualitatives sur le comportement de l'interface, comme cela a été fait en compression, que des objectifs quantitatifs comme les paramètres du critère de rupture choisi. Ces deux campagnes conjuguées permettent d'avoir des éléments hydromécaniques sur le comportement d'une interface argilite bentonite d'un site de stockage en grande profondeur pour deux sollicitations hydromécaniques majeures. Comme à l'accoutumée, nous présenterons les résultats des essais, d'un point de vue mécanique puis hydromécanique, et nous exploiterons et discuterons ces résultats afin d'aboutir à des conclusions pertinentes.

### 5.6.1 Morphologie des épontes supérieures

Avant de présenter les résultats, il convient de faire le point sur la morphologie des épontes supérieures. En effet, la différence de morphologie entre les différentes séries explique beaucoup de résultats. Comme nous l'avons précisé au paragraphe dédié aux protocoles expérimentaux, la roche est marquée à la scie à métaux de façon à laisser des rainures à section approximativement constantes de largeur 1 mm et de profondeur variable de 0.3 à 0.8 mm. Ces rainures sont espacées de 2 à 4 mm selon les échantillons. Pour les séries GR3VC et GR2VC, les profondeurs des rainures sont portées respectivement à 5 mm et à 2 mm ainsi que l'espacement à 6 mm. Par le biais des diverses géométries étudiées, nous changeons certains paramètres de rugosité tout en connaissant la surface réelle en contact. Bien que cela ne corresponde pas à des géométries réelles, puisqu'elle est entièrement contrôlée, nous pourrions ainsi mener une étude sur la rugosité. Une liste de paramètres élémentaires permettant de décrire une surface est proposée dans le tableau 5.20 pour deux épontes utilisées, afin de se fixer les idées .

Paramètres	Eponte PRVC type 1	Eponte GR2VC type 2	Eponte GR3VC type 3
RMS [mm]	1.16	2.24	3.12
CLA [mm]	-0.5	-1.77	-2.34
$S_{développée}/S_{totale}$	1.2	1.35	1.8

TAB. 5.20 – Paramètres morphologiques des épontes rocheuses utilisées. Le plan de référence ( $z=0$  mm) est pris à la surface de l'éprouvette d'argilite (au niveau du plan de contact).

Si les paramètres statistiques Z2, Z3, et Z4 (Marache [121], Flamand [70], Gentier [80]) ne sont pas mentionnés ici, c'est qu'ils n'ont pas de sens physique pour la géométrie particulière des épontes considérées.

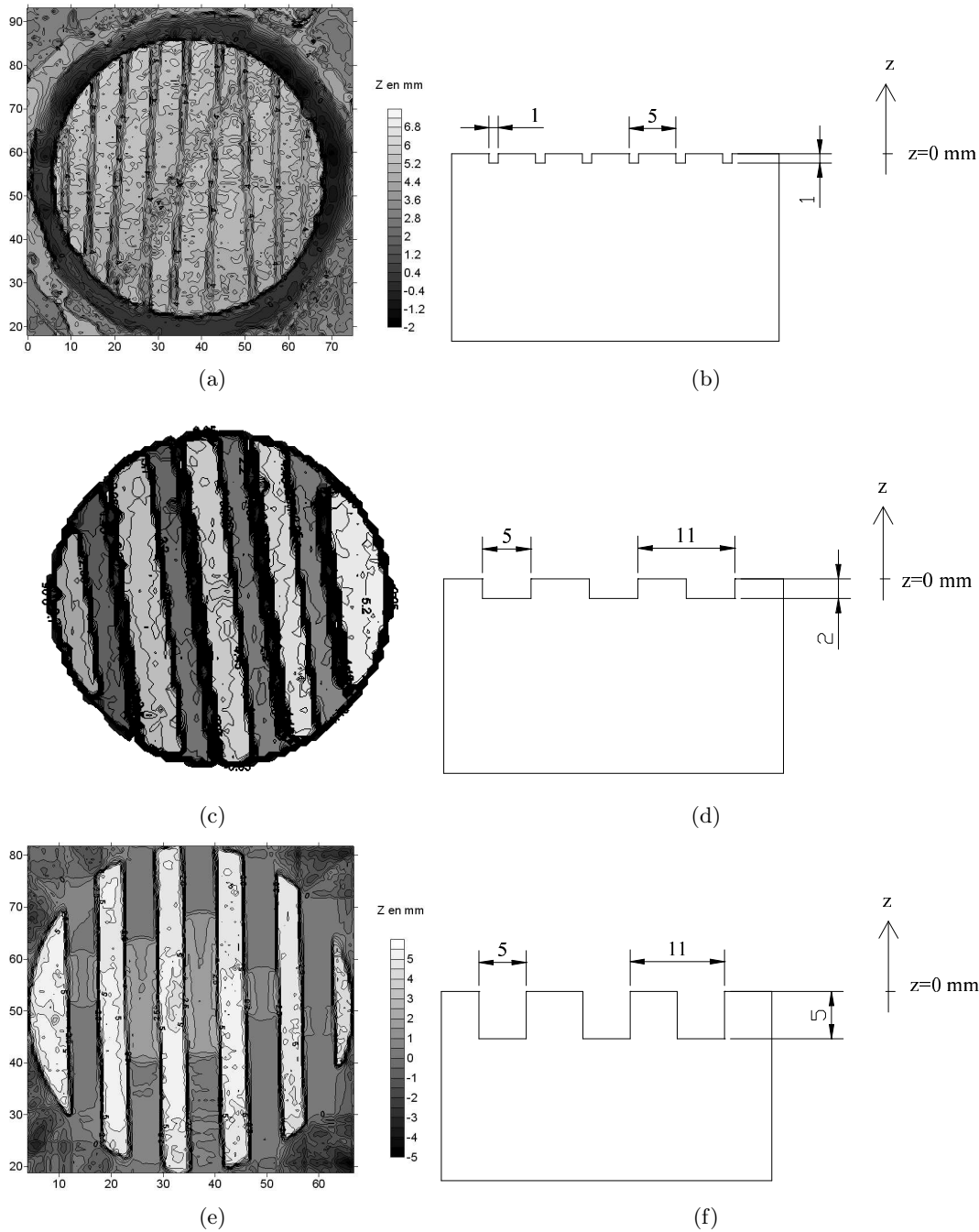


FIG. 5.37 – Morphologie des épontes et mise en évidence de l'indentation régulière de l'éponte rocheuse : (a) Vue en plan du relevé laser de l'éponte 6HMVC2 : indentation de type 1. (b) Schéma de principe de l'indentation de l'éponte 6HMVC2. (c) Vue en plan du relevé laser de l'éponte GR2VC : indentation de type 2. (d) Schéma de principe de l'indentation de l'éponte GR2VC. (e) Vue en plan du relevé laser de l'éponte GR3VC : indentation de type 3. (f) Schéma de principe de l'indentation de l'éponte GR3VC. Cotes en mm.

### 5.6.2 Résultats des essais

Comme ce fut le cas pour la campagne de compression pure, les essais ont été doublés afin de vérifier la cohérence des résultats. Nous avons choisi de présenter ici les essais les plus pertinents

pour les différents points à expliquer. C'est pourquoi peuvent apparaître, suivant les paragraphes, le premier ou le deuxième essai de la série, voire les deux si besoin est, notamment pour confirmer la détermination de paramètres expérimentaux (cf. paragraphe critère de rupture). Par ailleurs, précisons qu'un essai nommé 1GR2VC2 est le premier essai de la série GR2VC pour lequel on charge au 2<sup>ème</sup> niveau de contrainte normale. Rappelons la liste d'essais réalisés et présentons par la suite la trame d'interprétation.

Série d'essais	VCLisse	PRVC	GR2VC	GR3VC
Nombre d'essais	1	4	2	4
Eponte supérieure	Argilite		Réplique mortier	
Morphologie	lisse	type 1	type 2	type 3
Eponte inférieure	Mélange Bentonite Sable 50 :50 (BS50)			
Morphologie	lisse (compression de mise en forme contre une face métallique lisse )			

TAB. 5.21 – Ensemble d'essais de cisaillement mécanique réalisés et caractéristiques des épontes

### Dans le plan "Déplacement relatif normal [u] - Déplacement relatif tangentiel [w]"

Nous avons réalisé des essais de cisaillement à volume constant. Cela se traduit au niveau du dispositif expérimental par un asservissement qui maintient le déplacement relatif normal [u] bloqué, sauf imperfections d'asservissement après application de la contrainte initiale. La figure 5.38 montre l'évolution du déplacement relatif normal au cours du cisaillement pour l'essai 1PRVC2. L'ensemble de l'essai n'est pas représenté ; en effet les gammes de variation du déplacement relatif normal lors de la montée initiale en contrainte normale et lors du cisaillement sont radicalement différentes : de l'ordre de 3 mm contre 0.1 mm. Nous n'avons donc pas fait figurer la montée en charge pour mieux distinguer les variations éventuelles de [u] lors du cisaillement. De plus, nous ne présentons ici qu'un seul essai car les observations sont les mêmes pour tous les essais.

Depuis le début du cisaillement, matérialisé par une croix, jusqu'à la fin de l'essai, la plage de variation du déplacement relatif normal est faible : de -0.85 mm à -0.94 mm. Soit une gamme de variation de 0.09 mm. Sauf pour l'interface lisse (figure 5.39), les variations ne sont pas monotones sur un trajet de cisaillement et relèvent plus d'une perturbation d'asservissement que du comportement du matériau. Nous attribuons cette perturbation à du matériau notamment des grains de sable de gros diamètre (granulométrie de 0-2 mm) qui peuvent se déchausser de la bentonite et se loger dans l'interface.

En ce qui concerne l'interface lisse, la gamme de variation de [u] est du même ordre que pour l'essai précédent. Nous pensons que cette variation est imputable à une légère rotation du plan de l'interface lors de la mise en oeuvre de l'échantillon. En effet, nous verrons par la suite que la bentonite se montre contractante lors du cisaillement. Ce résultats témoigne d'un problème d'asservissement dans la mesure où la variation est continue. Des réglages de l'asservissement seront à prévoir pour éviter ce genre de variation.

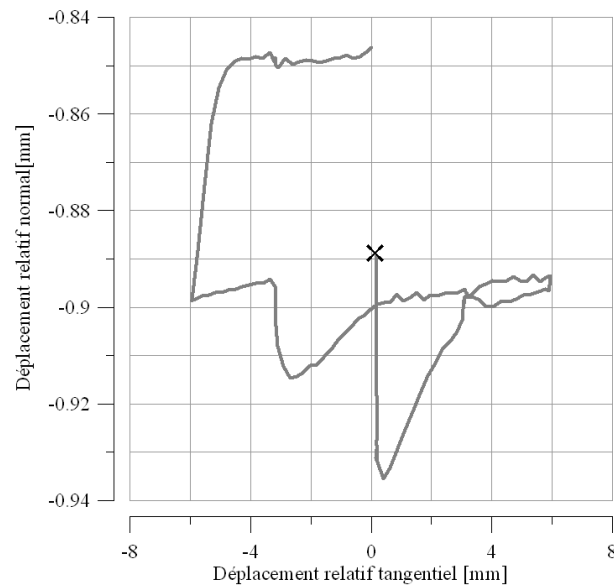


FIG. 5.38 – Essai 1PRVC2 : Cisaillement à volume constant d'une interface BS50/argilite à faible indentation (type 1). Déplacement relatif normal [u] en fonction du déplacement relatif tangentiel [w] pour la phase de cisaillement seule. Le passage de [u]= 0 mm à [u]= -0.89 mm n'est pas représenté

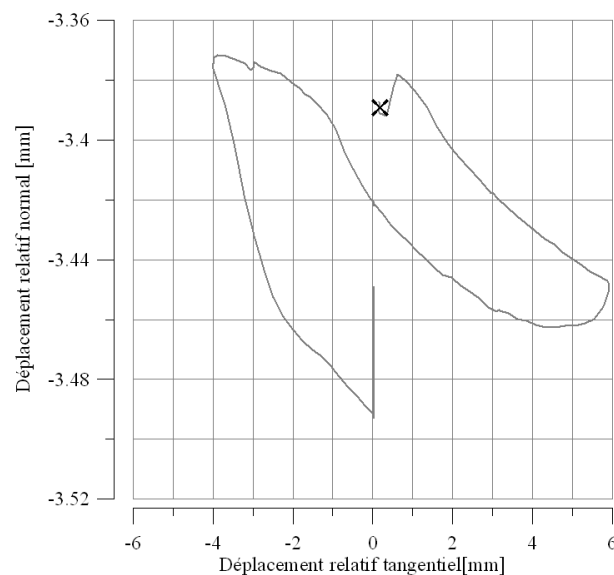


FIG. 5.39 – Essai VCLisse : Cisaillement à volume constant d'une interface BS50/argilite lisse. Déplacement relatif normal [u] en fonction du déplacement relatif tangentiel [w] pour la phase de cisaillement seule. Le passage de [u]= 0 mm à [u]= -3.39 mm n'est pas représenté

### Dans le plan "Contrainte normale $\sigma_n$ - Déplacement relatif normal [u]"

Ce plan nous permet d'étudier la réponse de l'échantillon lors de la montée en contrainte normale précédant la phase de cisaillement à volume constant. L'évolution du déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale est présentée figure 5.40 pour les séries PRVC, GR2VC et GR3VC dont les géométries sont définies figure 5.37, ainsi que pour l'essai VCLisse.

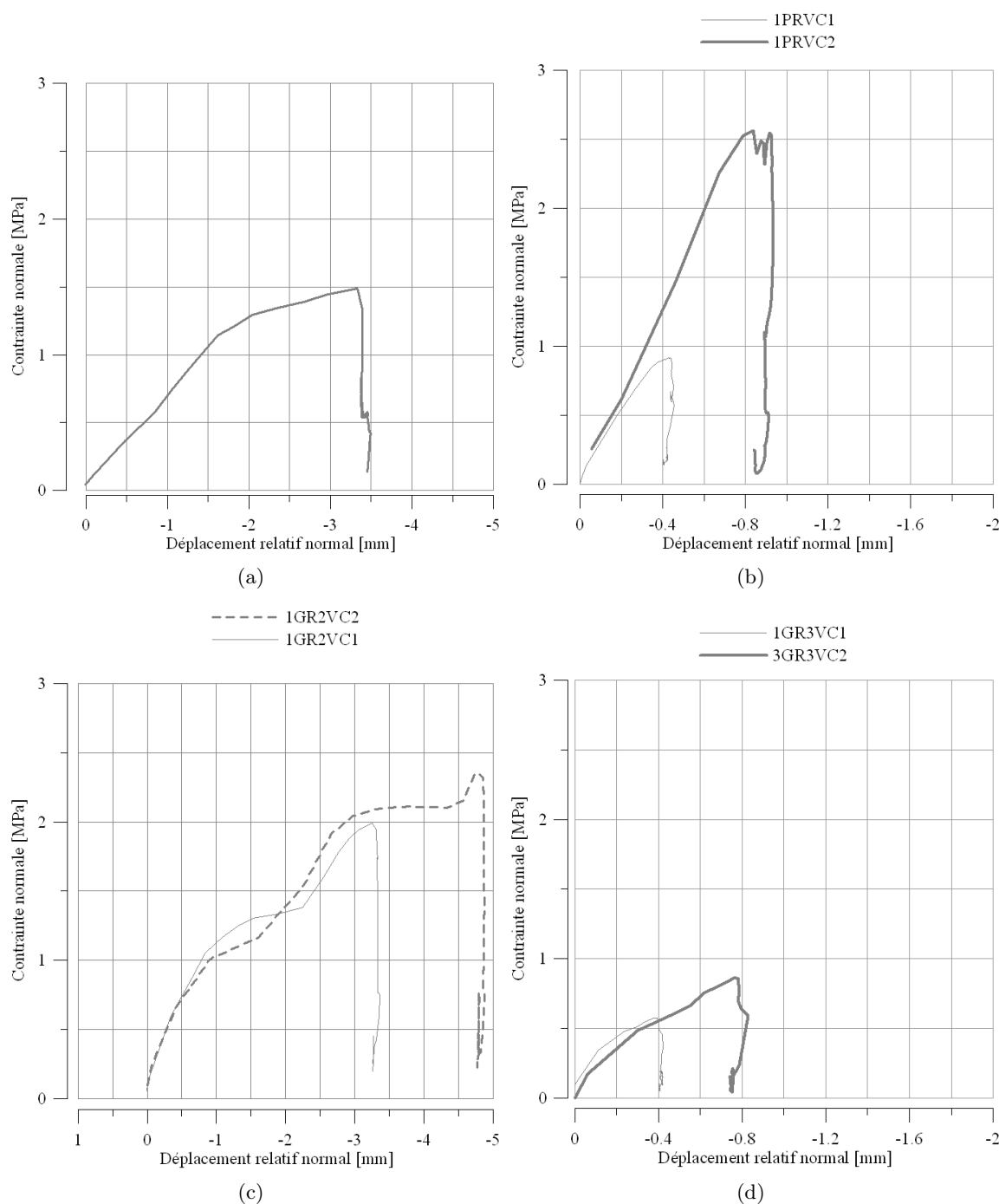


FIG. 5.40 – Evolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal pour les essais purement mécaniques de cisaillement. (a) : Essai sur l'interface lisse : VCLisse. (b) : Essais sur l'interface de type 1 : 1PRVC1 et 1PRVC2. (c) : Essais sur l'interface de type 2 : 1GR2VC1 et 1GR2VC2. (d) : Essais sur l'interface de type 3 : 1GR3VC1 et 3GR3VC2.

Lors de tous les essais, on distingue la phase de montée en contrainte normale, durant laquelle on note une décroissance du déplacement relatif normal et la phase de cisaillement à volume constant durant laquelle celui-ci est bloqué aux imperfections d'asservissement près. Nous avons délibérément choisi de montrer l'évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal car c'est, de plusieurs points de vue, le paramètre de pilotage de ces essais.

Nous pouvons suivre, sur ces courbes, l'augmentation de la contrainte normale jusqu'à deux niveaux différents et les variations de déplacement relatif normal qui en découlent. Notons que le déplacement relatif normal maximal (correspondant à  $\sigma_n$  maximale) n'est pas du même ordre pour tous les essais :

- Pour les essais des séries PRVC et GR3VC, on relève une valeur  $[u_{max}] \approx 0.8$  mm. Dans cette gamme, la réponse est quasi linéaire et il est possible de caractériser la rigidité du matériau (elle figure dans le tableau 5.22).

- Pour les séries VCLisse et GR2VC, on a  $[u_{max}] \geq 3$  mm et le comportement observé est différent. Certes, il existe une phase quasi linéaire en début de charge ( $[u] \leq 1$  mm) mais elle est suivie d'un adoucissement pour l'essai VCLisse et de phases adoucissement/raidissement pour les essais GR2VC.

Plusieurs raisons peuvent expliquer ces phases d'adoucissement et raidissement :

- dans un premier temps, la bentonite est surconsolidée, il est alors normal d'avoir un adoucissement du matériau lorsque l'on dépasse la contrainte de consolidation. Il est difficile d'estimer cette contrainte de façon précise car elle est appliquée lors de compression de mise en forme et les conditions de drainage ne sont pas respectées (problème également rencontré par Lingnau et al. [116]). Il est très peu probable que l'on ait en fin de compression  $\sigma = \sigma'$ . Toutefois, la contrainte maximale atteinte pour les essais de la série PRVC est supérieure à celle des essais GR2VC et VCLisse sans pour autant que l'on observe d'adoucissement.

- la seconde explication concerne les conditions aux limites de l'essai. Dans le cas des essais PRVC et GR3VC, la bentonite est plus confinée que pour les essais GR2VC et VCLisse. En effet, rappelons que le confinement est assuré par le scellement de mortier et par la membrane en aluminium. En outre, une partie de la bentonite dépasse de la membrane afin que l'on puisse comprimer puis cisailier la bentonite sans mettre en contact la roche et la membrane en aluminium (figure 5.41). Or, pour les essais GR2VC et VCLisse, le jeu a été augmenté pour mener à bien l'essai. De ce fait, une partie de l'échantillon peut être amenée à la ruine. Ce qui conduit à un adoucissement.

Notons qu'il existe un raidissement pour les essais de la série GR2VC à partir d'un déplacement relatif normal de 2 mm. Cette valeur correspond à la profondeur des rainures et le raidissement est certainement dû au remplissage des rainures induisant un changement de conditions aux limites et une mise en compression d'une partie de la bentonite moins sollicitée jusque là. La phase d'adoucissement qui suit, de même que précédemment, est due à une ruine locale. Par contre, le raidissement final est inexpliqué.

Nous pouvons voir figure 5.41 que la valeur du déplacement relatif normal maximal atteint est importante. En effet, une fois l'éponte rocheuse translaturée de  $u_{max}$  et le cisaillement commencé à déplacement relatif normal constant, il ne faut pas que la roche entre en contact avec la partie aluminium de la membrane (cas 2 : cisaillement de l'interface impossible). Suite à une série d'essais interrompus pour cette raison, nous avons choisi d'augmenter le jeu vertical, changeant ainsi les conditions aux limites.

En terme de rigidité normale, nous différencions, lors de la phase de montée en charge, celle des échantillons et, lors du cisaillement, celle du dispositif. En effet, il existe une légère variation de déplacement relatif normal qui correspond à un asservissement imparfait. Nous avons synthétisé dans le tableau 5.22 les valeurs de raideurs relevées sur les réponses expérimentales.



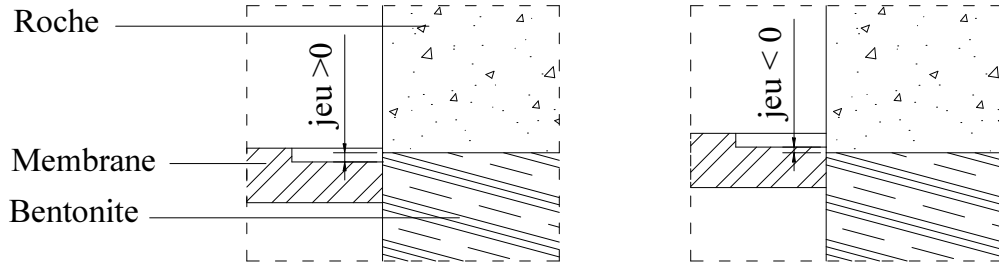


FIG. 5.41 – Schéma du positionnement relatif de la bentonite, de la roche et de la membrane en aluminium pour un échantillon argilite bentonite. Détail de la figure 3.9 présentée dans le chapitre dédié aux dispositifs expérimentaux. Mise en évidence du jeu vertical entre roche et membrane après compression. Cas 1 : jeu  $> 0$  et cisaillement possible. Cas 2 : jeu  $< 0$  et cisaillement impossible.

Essais	1PRVC1	1PRVC2	1GR2VC1	2GR2VC2	1GR3VC1	3GR3VC2	VCLisse
Rigidité normale initiale $k_{nn}$ [MPa/mm]	3.3	3.3	1.5	1.5	1.2	1.2	0.7
Hauteur échantillon [mm]	29	30	42	35	28	29	39
$\sigma_n$ maximale [MPa]	0.9	2.6	2	2.3	0.6	0.9	1.5
[u] maximal [mm]	0.44	0.92	3.3	4.7	0.4	0.78	3.3
Rigidité du bâti [MPa/mm]	15	32	15	15	15	20	15

TAB. 5.22 – Paramètres mécaniques des essais de cisaillement déterminés dans le plan "Contrainte normale - Déplacement relatif normal"

Que dire de ces valeurs de rigidités normales ?

La rigidité normale de la série PRVC est censée correspondre à celle de l'interface lisse car les rainures sont remplies pour de faibles valeurs de [u]. L'ensemble de l'échantillon est alors sollicité. La raideur est liée aux conditions aux limites et, comme nous l'avons dit, le jeu vertical représenté figure 5.41 a été augmenté. Ceci peut expliquer la différence de raideur (facteur 4.6).

En ce qui concerne les essais des séries GR2VC et GR3VC, la surface réelle de contact est la moitié de la surface projetée de l'échantillon (figure 5.37). Dans la mesure où la bentonite pénétrant dans les rainures est peu sollicitée, la contrainte réelle au niveau de l'interface est voisine du double de la contrainte globale calculée.

En effet, on a au niveau de l'interface :

$$\overline{\sigma_n^{calculé}} = \frac{F_n^{mesure}}{S_{projetée}}$$

et

$$\overline{\sigma_n^{réelle}} \approx \frac{F_n^{mesure}}{S_{contact}} \approx \frac{F_n^{mesure}}{S_{projetée}} \cdot \frac{S_{projetée}}{S_{contact}} \approx \frac{\sigma_n^{calculé}}{2}$$

C'est pourquoi on mesure une rigidité normale de l'ordre de deux fois plus faible tant que les rainures ne sont pas remplies ( $[u] \leq 2$  mm pour les essais 1GR2VC1 et 1GR2VC2).

Au vu de la rigidité normale en phase de cisaillement, située entre 15 et 32 MPa/mm, nous sommes en réalité en présence d'essais à rigidité normale constante car un véritable essai à volume constant imposerait une rigidité normale infinie. Or ici la gamme des rapports des raideurs va de 5 à 16.

### Dans le plan "Contrainte normale $\sigma_n$ - Déplacement relatif tangentiel $[w]$ "

Dans ce plan, nous repérons, pour tous les essais, la montée en contrainte normale à  $[w]=0$  puis le cisaillement, dans un premier temps jusqu'à  $[w]=6$  mm puis un cisaillement inversé jusqu'à  $[w]=-6$  mm et enfin retour à la position initiale. Globalement, durant tout ce cisaillement, la tendance de la contrainte normale est à la décroissance. En effet, pour toutes les séries et pour les deux niveaux de contrainte, il y a alternance de paliers de contrainte normale constante et des phases de décroissance de contrainte normale. Le fait est que la mécanique de l'interface est pilotée par le matériau le moins rigide, en l'occurrence la bentonite. Dès lors, le comportement observé de la bentonite étant contractant, on retrouve cette contractance pour l'interface (nous développerons ceci plus en détail au paragraphe dédié à la discussion sur la mécanique de l'interface). L'origine de cette "contractance" est un rééquilibrage des pressions interstitielles au sein de l'éponte d'argile alors saturée. En effet, l'échantillon est au repos mécanique avant l'essai puis il est comprimé à une vitesse de chargement élevée au regard de la perméabilité du matériau. Cette sollicitation induit des surpressions interstitielles qui se dissipent par la suite en s'accompagnant d'un tassement. Précisons que l'éponte de bentonite est libre de tasser car l'interface ne peut pas reprendre de traction.

Ce phénomène s'observe également lors de la montée en contrainte normale : en début de chargement, alors que le cisaillement n'a pas commencé ( $[w]=0$ ), il y a chute de contrainte normale quand le déplacement relatif normal de l'éponte rocheuse est bloqué. Ceci est dû au tassement qui accompagne le rééquilibrage des surpressions. La bentonite tassant à déplacement relatif normal de l'éponte rocheuse bloqué, on observe une forme de relaxation de la contrainte normale.

Pour l'interface lisse, lors de la deuxième phase de cisaillement (passage de  $[w]=6$  mm à  $[w]=-6$  mm), pour  $[w]=-1$  mm, la contrainte normale augmente. Cela rejoint les observations faites précédemment concernant l'angle possible entre le plan de l'interface et le plan de cisaillement. Armand [10] a mis en évidence l'influence d'un tel angle sur le comportement mécanique en cisaillement.

Le fait est que le déplacement relatif normal est empêché, la tendance dilatante induite se traduit par une augmentation de contrainte normale. Précisons que cela peut également se produire si la roche entre en contact avec la membrane (figure 5.41 cas 2), c'est l'éponte supérieure qui est cisailée et on retrouve un comportement dilatant.

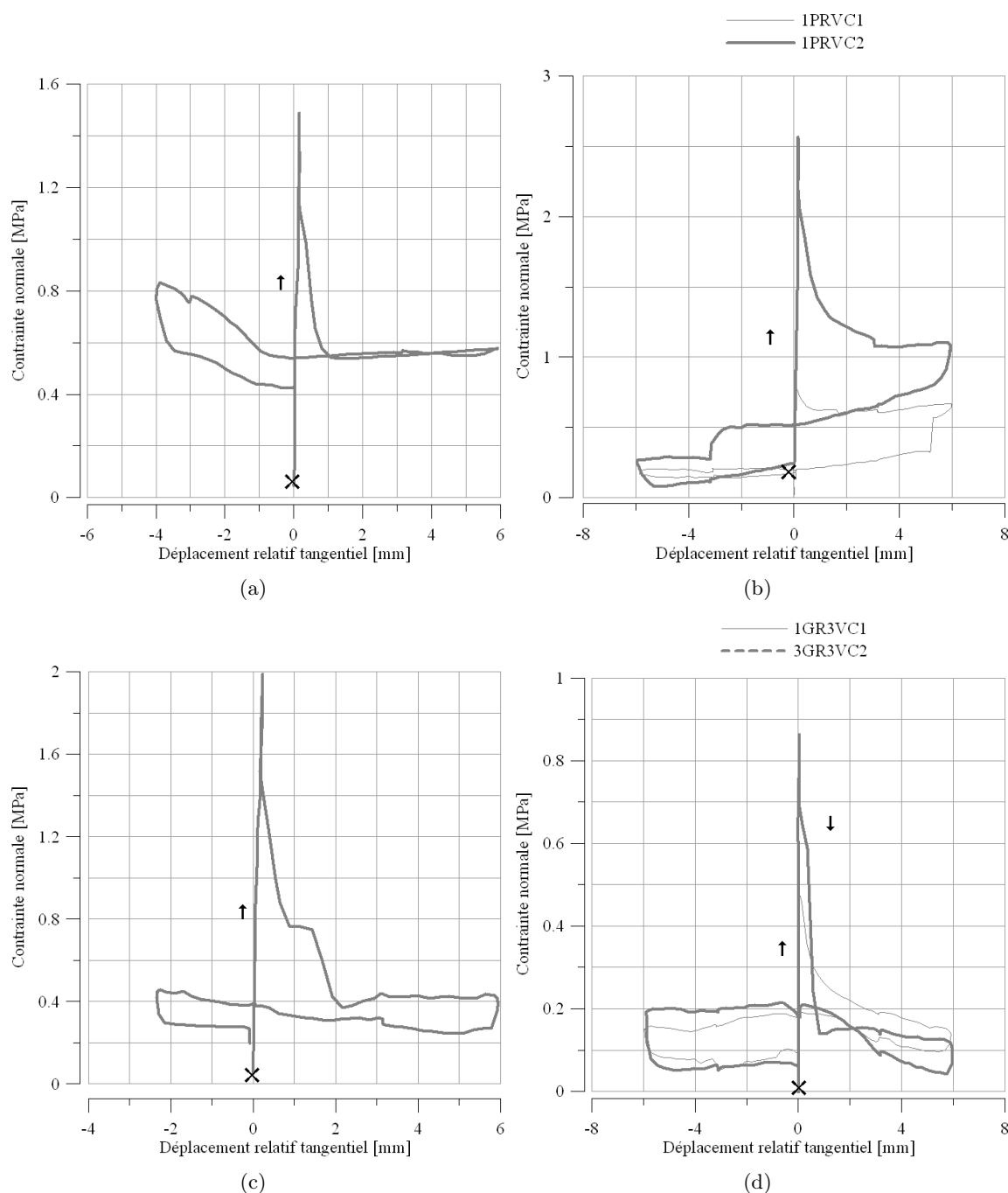


FIG. 5.42 – Essais de cisaillement sur interface argilite bentonite : évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif tangentiel. (a) : essai sur une interface lisse : VCLisse, (b) : essais sur une épente rocheuse de type 1 (faible indentation) : 1PRVC1 et 1PRVC2, (c) : essai sur une épente rocheuse de type 2 (moyenne indentation) 1GR2VC1, (d) : essais sur une épente rocheuse de type 3 (forte indentation) : essais 1GR3VC1 et 3GR3VC2. Le point initial de l'essai est marqué d'une croix.

#### Dans le plan "Contrainte de cisaillement $\tau$ - Déplacement relatif tangentiel [w]"

Le point initial de l'essai dans ce plan matérialisé par une croix a pour coordonnées  $(\tau_i, 0)$ . En théorie  $\tau_i = 0$  mais on peut avoir  $\tau_i$  légèrement différent de zéro car le déplacement relatif

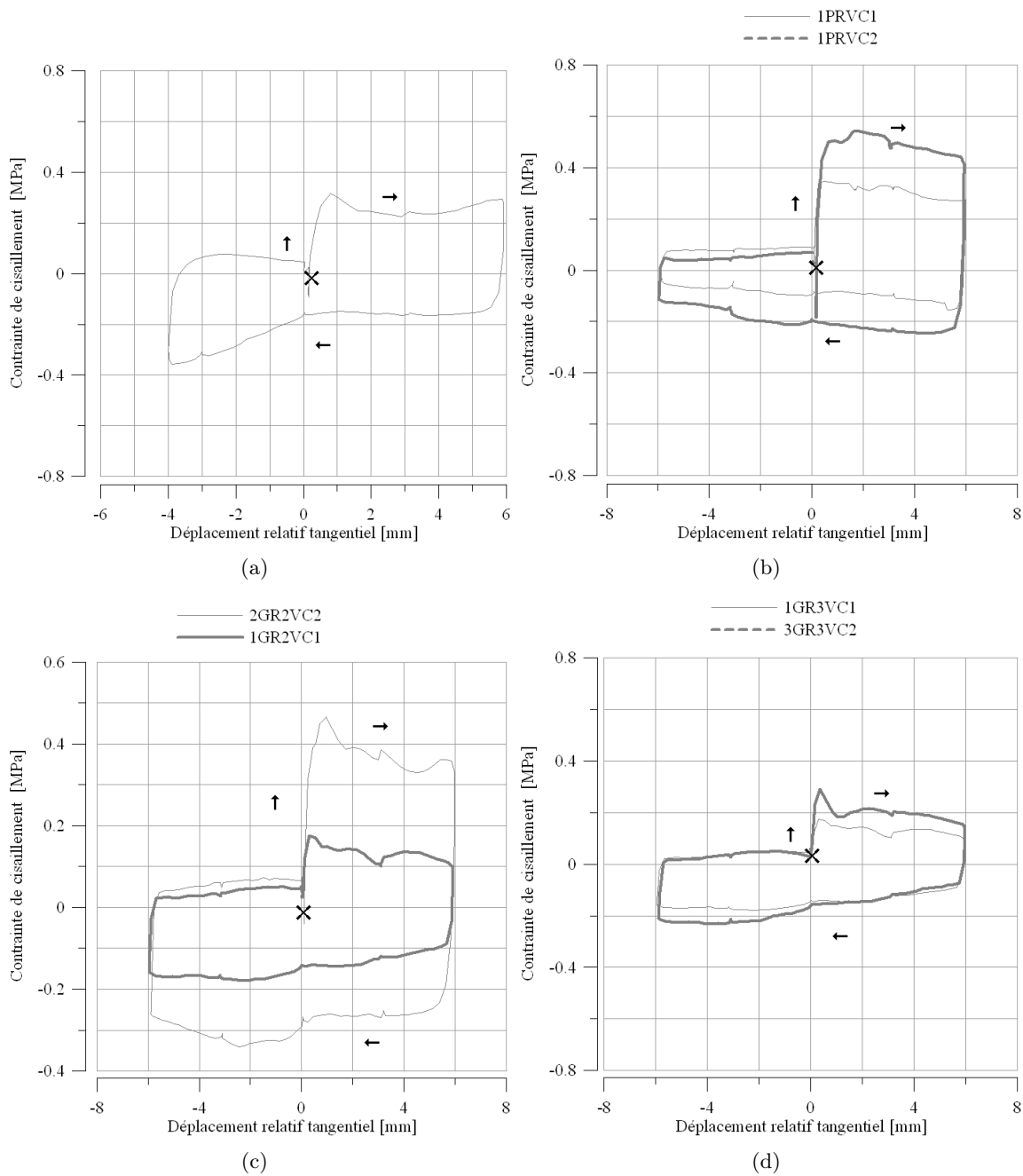


FIG. 5.43 – Essais de cisaillement sur interface argilite bentonite : évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel.(a) : essai sur une interface lisse : VCLisse, (b) : essais sur une éponte rocheuse de type 1 (faible indentation) : 1PRVC1 et 1PRVC2, (c) : essai sur une éponte rocheuse de type 2 (moyenne indentation) 1GR2VC1, (d) : essais sur une éponte rocheuse de type 3 (forte indentation) : essais 1GR3VC1 et 3GR3VC2. Le point initial de l'essai est marqué d'une croix.

tangentiel [w] est bloqué pendant la montée en contrainte normale et des efforts tangentiels faibles peuvent se développer. De ce point initial, quelle que soit la série ou le niveau de contrainte,  $\tau$  atteint rapidement un palier soit directement soit en passant par un pic (essais 3GR2VC2, 1GR2VC1 et VCLisse). Par la suite,  $\tau$  reste constant jusqu'à l'inversion du sens de cisaillement. De là, il y a une inversion de signe de la contrainte de cisaillement et on retrouve le même type

de comportement jusqu'à l'arrêt du cisaillement. De même que pour la contrainte normale, une fois la valeur maximale atteinte,  $\tau$  décroît progressivement jusqu'à 0, ceci est une fois de plus imputable au phénomène de tassement de la bentonite.

Remarquons l'augmentation de contrainte de cisaillement pour l'interface lisse lors de l'inversion du sens de cisaillement. Cette augmentation accompagne logiquement l'augmentation de contrainte normale observée figure 5.42 (a).

En terme de rigidité tangentielle, définie comme  $k_{tt} = \left( \frac{\partial \tau}{\partial [w]} \right)_{[w]=0}$ , les valeurs sont déterminés par régression linéaire (méthode des moindres carrés). Un relevé manuel pour une phase de montée en contrainte très raide peut conduire à de fortes incertitudes. Les valeurs de rigidité tangentielle sont regroupées dans le tableau 5.23

Essais	VCLisse	1PRVC1	1PRVC2	1GR2VC1	2GR2VC2	1GR3VC1	3GR3VC2
$k_{tt}$ [MPa/mm]	2.86	4.74	4.65	4.85	4.23	1.03	1.57

TAB. 5.23 – Rigidités tangentielles déterminées par régression linéaire sur la base des courbes présentées figure 5.43.

Les valeurs de rigidité tangentielle varient de 1.03 à 4.85 MPa/mm, elles sont donc relativement proches. On remarquera de plus, que les rigidités tangentielles des deux essais de la même série sont très voisines. C'est ce que l'on pouvait déjà conclure qualitativement au vu des courbes présentées figure 5.43.

Les valeurs de  $\tau$  atteintes sont faibles  $\leq 0.5$  MPa. Ceci rend délicat les essais dans la mesure où, sur un dispositif complexe comme la BCR3D, les liaisons mécaniques peuvent générer des efforts parasites. Ces derniers, faibles en général, sont négligeables face aux efforts mis en jeu lors d'essai sur des roches, beaucoup moins pour les interfaces roche-bentonite. Remarquons par ailleurs, une valeur de  $\tau$  de -0.2 MPa pour  $[w]=0$  lors de l'essai 1PRVC2; cela correspond à un défaut de l'asservissement lors du démarrage du cisaillement. En terme de protocole et de dispositif expérimental, plus les efforts à mesurer sont faibles, plus il est nécessaire de limiter les efforts parasites afin d'éviter une erreur importante sur la mesure de l'effort.

### 5.6.3 Discussion des essais mécaniques

#### 5.6.3.1 Mécanique de l'interface

L'interface étudiée est constituée de zones de contacts et des zones de vides de certaine hauteur. L'évolution de cette interface avec les sollicitations mécaniques consiste donc en une modification des zones de contact et des vides ainsi que des dégradations locales des matériaux qui composent cette interface. Les dits matériaux, bentonite et argilite, ont des rigidités et des résistances très différentes or, le matériau le plus déformable est le plus à même de combler les vides et d'être perturbé par les différentes sollicitations mécaniques. Globalement, c'est donc la bentonite qui va régir l'évolution de l'interface. Ceci est corroboré par les résultats de l'essai sur la bentonite compactée. Les réponses observées sont très semblables.

Comme nous l'avons déjà précisé pour les essais de compression pure hydromécanique, l'état de contrainte effectif de l'échantillon saturé est délicat à déterminer car la pression interstitielle est inconnue. Pour les essais mécaniques, il n'y a pas de face d'échantillon pour laquelle la pression

d'eau est imposée et qui peut correspondre à une face de drainage. Dès lors, il est délicat de savoir quel est le niveau de consolidation atteint, quelle est la pression interstitielle résiduelle et surtout quelle est la contrainte effective moyenne.

Comme précédemment, nous considérons que la pression interstitielle est faible que l'on a presque  $\sigma = \sigma'$ . Dans tous les cas, les conclusions comparatives tirées des essais en cisaillement sont valides. Par contre, pour une exploitation quantitative complète et correcte des essais de cisaillement, il convient de mesurer la pression interstitielle ou de s'assurer de la dissipation des pressions interstitielles. Ceci fera l'objet d'une étude ultérieure pour adapter le protocole et/ou le dispositif expérimental.

Par ailleurs, la géométrie de l'éponte supérieure (roche) et les raideurs respectives des matériaux imposent un plan de cisaillement confondu avec le plan initial de contact. Ce cisaillement sollicite donc localement la bentonite déformée et l'interface. Vu que la bentonite pilote la mécanique de l'interface, il paraît légitime de choisir un critère de rupture de mécanique des sols (Mohr Coulomb) et non de mécanique des roches (critère empirique de Barton [15] ou autre) pour caractériser cette dernière. Précisons que nous sommes en présence d'une interface qui peut être vue comme un joint rocheux particulier avec des matrices constituées de roche et de bentonite. Nous nous trouvons donc à la frontière entre deux domaines : mécanique des roches et mécanique des sols.

### 5.6.3.2 Résistance au cisaillement de l'interface comparée à celle de la bentonite

Assez logiquement une interface est une zone de faiblesse hydromécanique. c'est évident pour les écoulements car il s'agit d'une zone de vides, même si Pusch [155] montre que la bentonite peut gonfler et pénétrer les interstices de la roche. Les courbes qui suivent (figures 5.45, 5.47, 5.48 et 5.49) ont pour objectif de montrer que l'interface est aussi un point de faiblesse mécanique. Intéressons nous à l'influence de la rugosité de l'éponte rocheuse (voir figure 5.37) sur la mécanique de l'interface. En ce sens, nous étudions le critère rupture atteint lors des différents essais. Puisque la bentonite est le matériau qui pilote la mécanique de l'interface, il est légitime de choisir un critère de rupture de sol pour l'interface. Nous avons opté pour un critère de Mohr Coulomb dans le plan de contraintes pour lequel on a :

$$\tau = a + \sigma_n \cdot \tan(\delta) \quad (5.10)$$

a décrivant l'adhérence entre les deux épontes.  $\delta$  l'angle de frottement de l'interface,  $\sigma_n$  la contrainte normale appliquée sur l'interface, et  $\tau$  la contrainte de cisaillement.

Tout d'abord, nous présentons en détail l'évolution de la contrainte effective de cisaillement en fonction de la contrainte normale effective (figure 5.44). Classiquement, c'est dans ce plan que l'on définit le critère de rupture de Mohr Coulomb. Nous interprétons les résultats afin de tracer au mieux un critère de rupture cohérent et d'obtenir des éléments de comparaison entre les résistances mécaniques des différentes interfaces.

Sur la figure 5.44, des repères sont portés le long du chemin de contraintes suivi afin de mieux le comprendre. Ce ne sera pas fait pour les autres courbes afin de ne pas les surcharger. Depuis le point initial marqué d'un "X" ( $\tau \approx 0, \sigma_n \approx 0$ ), la montée en contrainte normale se déroule à  $\tau = 0$  jusqu'à la valeur finale  $\sigma_n^{max}$ . A ce stade, nous retrouvons le phénomène de relaxation déjà

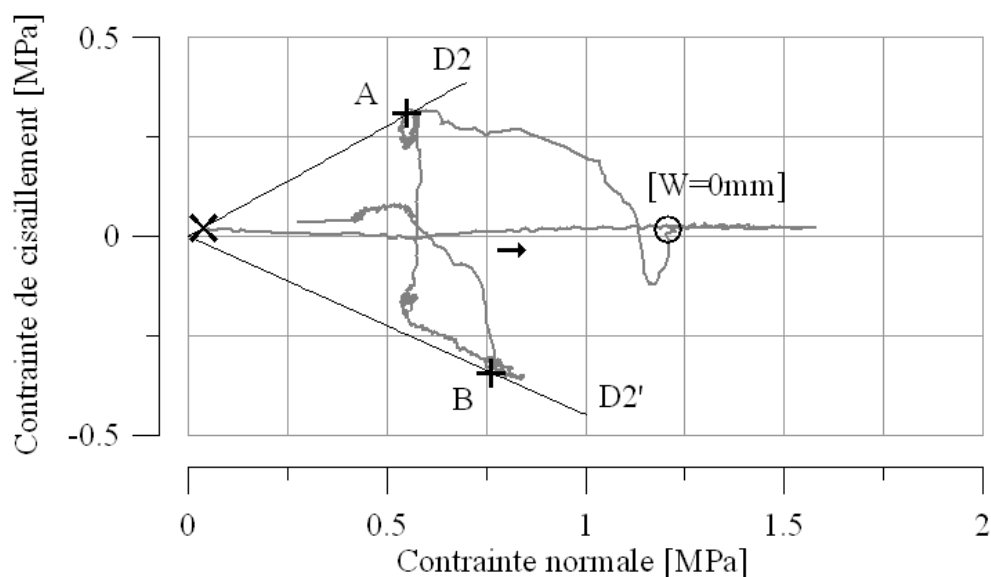


FIG. 5.44 – Essai sur une interface lisse : chemin de contraintes et droites D2 et D2' représentatives du critères de rupture pour l'essai VCLisse.

observé précédemment jusqu'à "O". Le cisaillement débute alors et l'on peut observer l'augmentation de la contrainte de cisaillement jusqu'à la rupture (point A). Pour des essais à volume constant, une fois la rupture atteinte, lorsqu'on poursuit le cisaillement, le critère est parcouru soit en le remontant pour une tendance dilatante car le critère est une limite physique qu'on ne peut dépasser, soit en le descendant pour une tendance contractante. Pour la majorité des essais réalisés, le critère est atteint, puis les valeurs de contrainte de cisaillement et normale diminuent ou restent à peu près constantes (paliers observés figure 5.43). C'est caractéristique du comportement contractant de l'interface et cela correspond à une zone où l'évolution " $\tau - \sigma_n$ " correspond à une sorte d'"état critique". Puis, lors de l'inversion du sens de cisaillement, la contrainte de cisaillement s'inverse brutalement et le critère est de nouveau rejoint (point B). Plusieurs cas ont été observés. Pour les essais de la série PRVC, on retrouve le même type de comportement (contractant) et un critère cohérent. Par contre, pour les séries VCLisse et GR2VC, le comportement observé est différent. En effet, pour de nombreux essais, les contraintes augmentent, remontant ainsi le critère. Le fait est que du matériau cisailé (mélange sable + bentonite ayant pénétré dans les rainures et cisailé par la suite) peut se glisser dans l'interface et engendrer un changement de comportement. Ceci est également révélateur du comportement mécanique de l'interface en cisaillement.

Concernant l'influence de la rugosité sur la mécanique de l'interface, les courbes 5.45, 5.46, 5.47, 5.48 et 5.49 permettent d'apporter des éléments de réponse.

Dans un premier temps, nous pouvons remarquer, figure 5.45, que la résistance mécanique de l'interface lisse est moindre que celle de la bentonite cisailée dans la masse. Si les critères relevés mettent en évidence un angle de frottement identique, nous pensons que cela est dû aux incertitudes expérimentales. En effet, il nous semble improbable que seule la cohésion diffère d'un critère à l'autre signifiant que sous de fortes contraintes, les résistances mécaniques sont proches. C'est suite à une constatation expérimentale que nous imposons une cohésion nulle pour le critère de l'interface lisse.

La figure 5.46 nous permet de préciser le critère qui pourrait être choisi pour la série d'essais

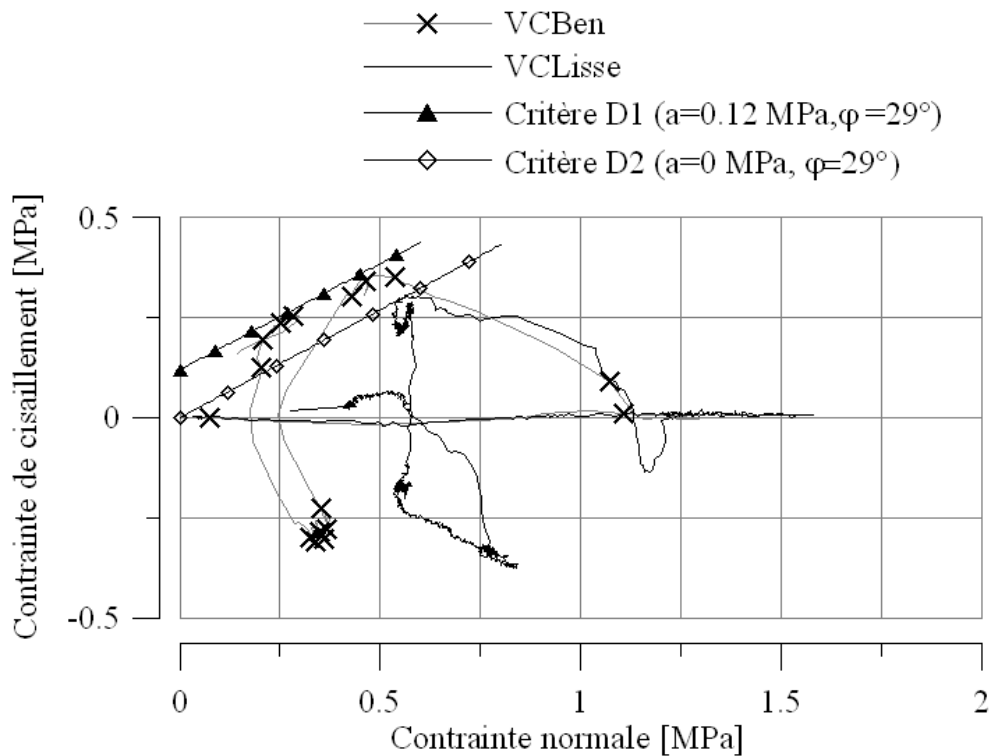


FIG. 5.45 – Essais de cisaillement sur une interface lisse (essai VCLisse) et dans la masse de la bentonite compactée (essai VCBen) : chemins de contraintes et droites D1 et D2 représentatives des critères de rupture respectifs de VCBen et VCLisse.

PRVC (critère D3). En effet, ceux-ci étant les premiers réalisés, les écarts entre les réponses sont plus importants du fait du manque de pratique et d'expérience dans la réalisation de ces essais. Il s'avère que la morphologie des épontes rocheuses PRVC est presque lisse ( $X_b = 0.1$ , voir paragraphe 5.6.3.3 et profondeur de rainure de 1 mm maximum, voir figure 5.37). L'essai VCLisse permet d'ajouter un essai aux quatre réalisés mais dispersés. Au vu des courbes, nous choisissons de construire le critère noté (D3) sur la base des essais 1PRVC2 et 1PRVC1. Une fois ce critère défini, nous pouvons comparer les résistances mécaniques de l'interface PRVC et la bentonite dans la masse. La figure 5.47 permet de voir que la résistance d'une interface PRVC est plus faible que celle de la bentonite. Si la cohésion est du même ordre de grandeur, la différence entre les angles de frottement est bien plus marquée. Ce qui présage un écart de résistance au cisaillement important aux fortes valeurs de contrainte normale. Cela conforte également notre idée d'un angle de frottement de l'interface lisse inférieur à celui de la bentonite.

Précisons un point concernant la cohésion. Vu la morphologie des épontes testées (voir figure 5.37), quelle que soit la rugosité, un contact entre la bentonite intacte (donc lisse), et l'éponte rocheuse, n'a pas de cohésion. La cohésion ne peut intervenir physiquement qu'après un premier chargement engendrant la pénétration de la bentonite dans les rainures. C'est alors la cohésion de cette partie de bentonite fortement déformée qui confère sa cohésion au contact.

Lorsque l'on réalise des essais avec des épontes de rugosité plus marquée, les conclusions sont différentes et nous tenterons de l'expliquer paragraphe 5.6.3.3. Tout d'abord, la résistance au cisaillement des essais GR3VC1 (critère D5) apparaît plus faible que celle de la bentonite autant en terme de cohésion que d'angle de frottement. Toutefois, les critères D4 et D5 correspondant respectivement aux essais GR2VC et GR3VC2 traduisent une réponse mécanique plus proche de



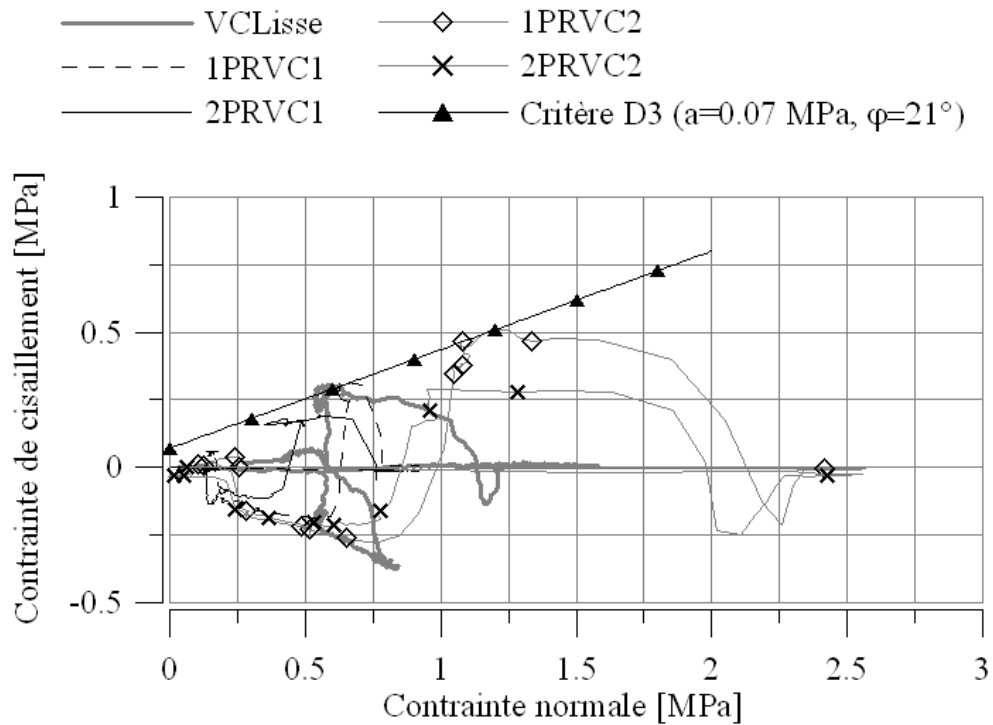


FIG. 5.46 – Essais de cisaillement sur une interface à faible indentation (essais PRVC) et sur une interface lisse (essai VCLisse) : Chemin de contraintes et droite D3 représentative du critère de rupture des essais PRVC.

celle de la bentonite que les critères précédents.

En termes qualitatifs, une cohésion d'interface ne peut intervenir que si de la bentonite s'est logée dans les rainures, c'est ce que nous avons expliqué précédemment. En ce qui concerne l'angle de frottement, celui de l'interface lisse est plus faible que celui de la bentonite, ceci est confirmé par l'ensemble des essais et les observations expérimentales de rupture dans le plan de l'interface et non dans la masse de la bentonite. De ce fait, l'ensemble des critères doivent avoir un angle de frottement inférieur à celui de la bentonite et de même pour la cohésion. Nous avons tracé les différents critères figure 5.50 et regroupé leurs caractéristiques dans le tableau 5.24 afin de vérifier ce point. Si l'on considère les incertitudes expérimentales et de tracé de critère, c'est dans l'ensemble vrai.

Au vu de ces critères, la résistance au cisaillement de l'interface pour laquelle la bentonite est peu sollicitée en cisaillement (VCLisse et essais PRVC pour lesquels  $X_b = 0.1$ , voir paragraphe 5.6.3.3) est inférieure à celle où la bentonite est sollicitée après avoir complètement pénétré les rainures (figure 5.51). Dans ce cas là, il semble qu'on se rapproche de celle de la bentonite cisailée dans la masse. Borgesson et al [25] ont trouvé que l'interface qu'ils avaient étudié, malheureusement de rugosité inconnue, avait une résistance au cisaillement égale à 60% de la résistance de la bentonite, il est délicat pour nous de quantifier l'écart de résistance dans la mesure où les essais ne sont pas contrainte normale constante.

Nous proposons au paragraphe suivant une interprétation théorique simplifiée du critère afin d'éclaircir les constatations faites sur les critères des différentes interfaces et d'essayer de déterminer l'influence de la rugosité sur la résistance au cisaillement de l'interface.

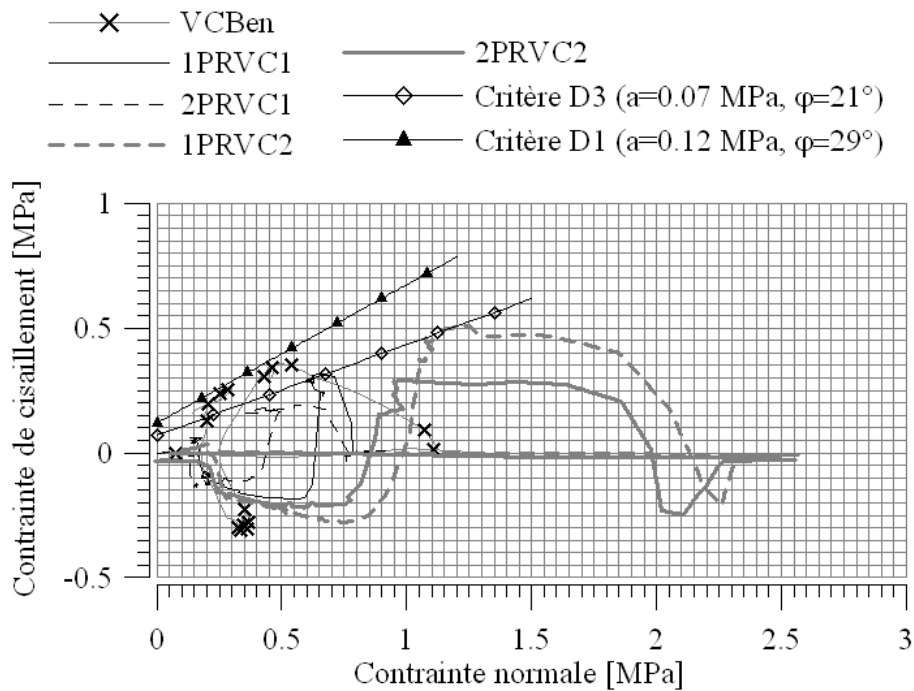


FIG. 5.47 – Essais de cisaillement sur une interface à faible indentation (essais PRVC) et dans la masse de la bentonite compactée (essai VCBen) : Chemin de contraintes et droites D1 et D3 représentatives des critères de rupture respectifs de VCBen et PRVC.

Série	VCBen	VCLisse	PRVC	GR2VC2	GR3VC1	GR3VC2
Droites	D1	D2	D3	D4	D5	D6
c ou a [kPa]	120	0	70	200	30	100
$\phi_b$ ou $\delta$ [°]	29	29	21	21	21.5	21.5

TAB. 5.24 – Paramètres a (ou c) [kPa] et  $\delta$  (ou  $\phi_b$ ) [°] des critères de rupture des différentes interfaces notés D1 à D6.

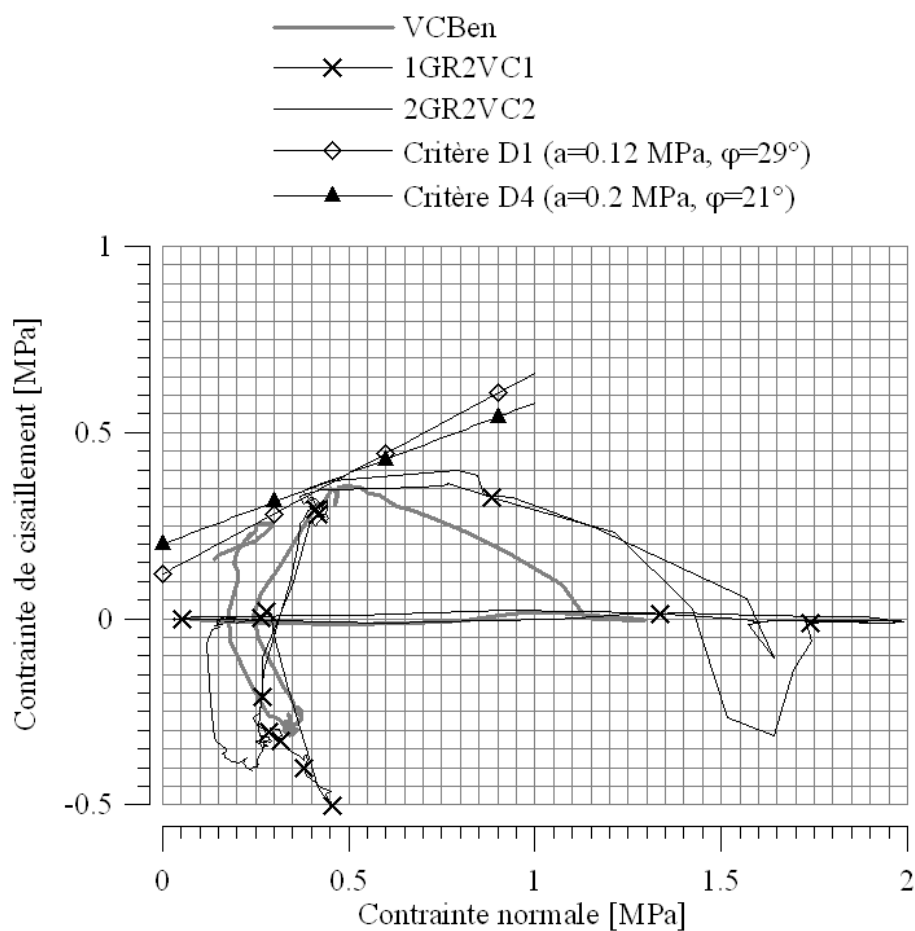


FIG. 5.48 – Essais de cisaillement sur une interface à moyenne indentation (essais GR2VC) et dans la masse de la bentonite compactée (essai VCBen) : Chemin de contraintes et droites D1 et D4 représentatives des critères de rupture respectifs de VCBen et GR2VC.

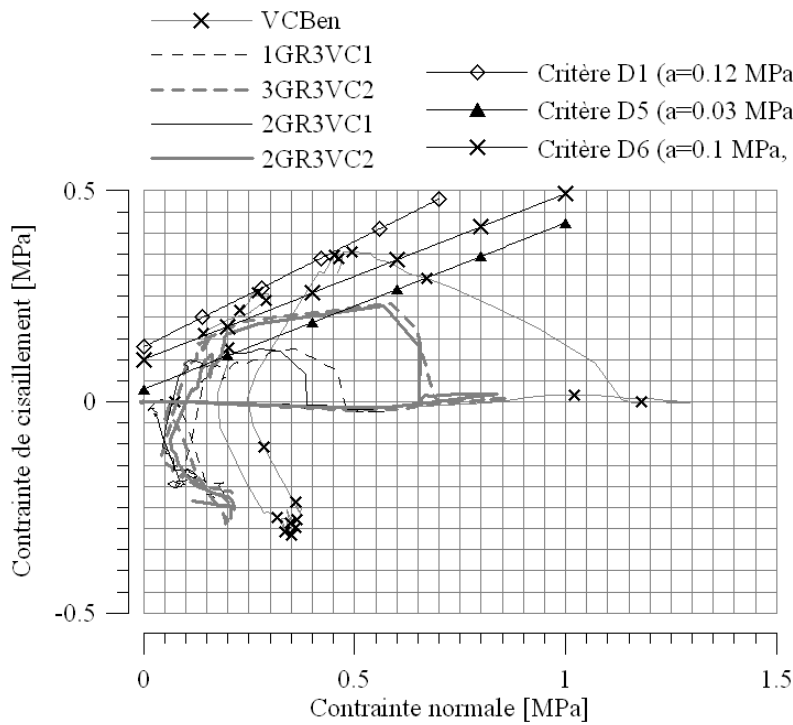


FIG. 5.49 – Essais de cisaillement sur une interface à forte indentation (essais GR3VC) et dans la masse de la bentonite compactée (essai VCBen) : Chemin de contraintes et droites D1, D5 et D6 représentatives des critères de rupture respectifs de VCBen, GR3VC1 et GR3VC2.

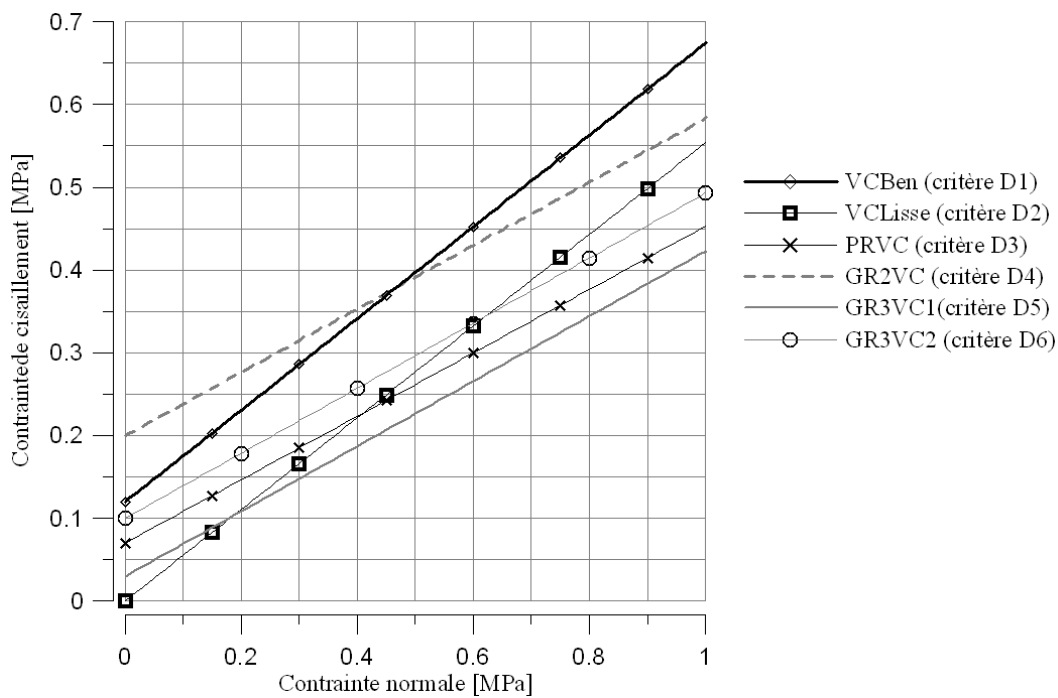


FIG. 5.50 – Critères de rupture des essais sur différentes interfaces et dans la masse de la bentonite compactée. Critères déterminés expérimentalement.

### 5.6.3.3 Interprétation simplifiée du critère de rupture de l'interface

L'effet de la rugosité a été mis en avant lors du paragraphe précédent sans pour autant pouvoir en expliquer la raison mécanique. Nous proposons, lors de ce paragraphe, une interprétation théorique pour tenter d'expliquer comment peut évoluer le critère de rupture en fonction de la rugosité et de la déformation de la bentonite dans les rainures de l'éponte de rocheuse.

Intéressons nous à la figure 5.51 : la géométrie de la roche et les caractéristiques mécaniques de la bentonite imposent un plan de cisaillement correspondant au plan de contact. On a alors sollicitation du contact roche bentonite le long de la surface  $S_i$  et de la bentonite dans sa masse le long de la surface  $S_b$ . Dès lors, en supposant que la limite d'écoulement est atteinte en tout point de cette surface composite, on peut écrire l'équilibre de l'interface homogénéisée selon l'équation 5.11.

$$T = \tau_b \cdot S_b + \tau_i \cdot S_i \quad (5.11)$$

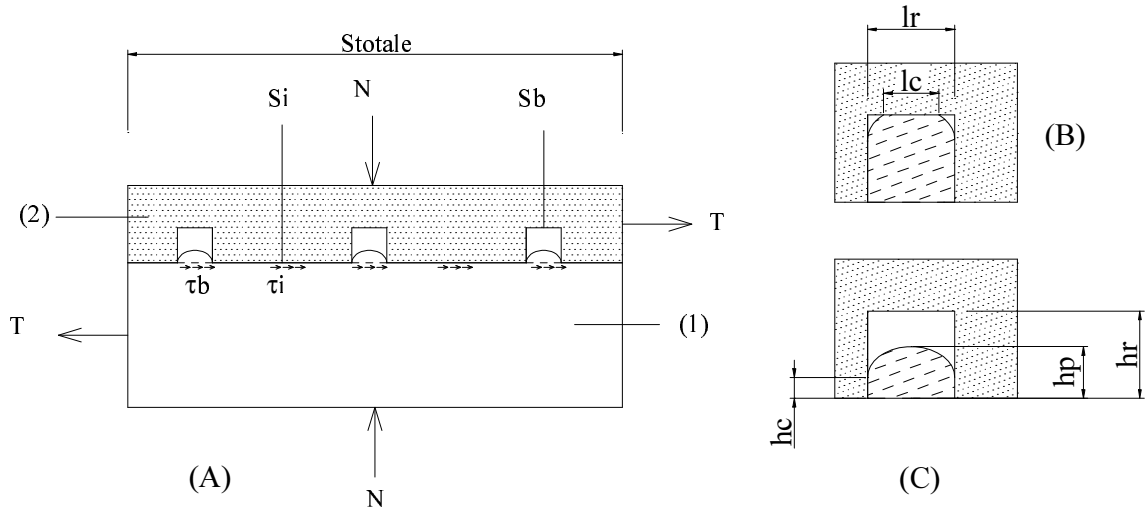


FIG. 5.51 – Schéma des efforts appliqués sur le contact bentonite (1) argilite (2) lors d'un essai de cisaillement et définition des paramètres géométriques nécessaires au calcul.  $S_i$  représente la surface de contact proprement dit et  $S_b$  la surface totale de bentonite hors contact (en vis à vis des rainures). (A) vue générale du problème. (B) Configuration lorsque la bentonite touche le fond de rainure. (C) Détail de la rainure.

ou, en contraintes :

$$\tau = \frac{T}{S_{totale}} = \tau_b \cdot \frac{S_b}{S_{totale}} + \tau_i \cdot \frac{S_i}{S_{totale}} \quad (5.12)$$

En utilisant les fractions surfaciques  $s_b$  et  $s_i$ , on arrive à :

$$\tau = \tau_b \cdot s_b + \tau_i \cdot s_i \quad (5.13)$$

or, si on considère, pour la bentonite et l'interface, un critère de type Mohr Coulomb (équation 5.10), on a :

$$\tau = (c_b + \sigma_b \cdot \tan(\phi_b)) \cdot s_b + (a + \sigma_i \cdot \tan(\delta)) \cdot s_i \quad (5.14)$$

où :

- $c_b$  est la cohésion de la bentonite,
- $\phi_b$  l'angle de frottement interne de la bentonite,
- $\sigma_b$  la contrainte dans la bentonite sur une facette en vis à vis d'une rainure et au niveau du plan de contact,
- $a$  l'adhérence de l'interface argilite bentonite,
- $\delta$  l'angle de frottement de l'interface,
- $\sigma_i$  la contrainte appliquée sur l'interface.

On peut alors distinguer plusieurs phases selon :

- la valeur de  $h_p$  (hauteur de pénétration de la bentonite dans la rainure) par rapport à  $h_r$  (profondeur de rainure),
- la valeur  $h_c$  (la hauteur latérale de contact entre paroi verticale de la rainure et bentonite déformée) par rapport à  $h_{mini}$  (hauteur minimale de contact latéral pour développer un plan de cisaillement dans la bentonite déformée qui soit le plan de contact) et
- la valeur de  $l_c$  (largeur de contact bentonite roche en fond de rainure).

Pour la définition de ces paramètres voir figure 5.51.

- si  $h_p \leq h_r$  et  $h_c < h_{mini}$  :

Le niveau de contrainte local sur la partie déformée de la bentonite est faible (pas de contact en fond de rainure) et la zone de contact latérale n'est pas suffisante pour solliciter cette partie de bentonite dans sa masse, on a alors dans l'équation (5.14),  $\sigma_b \approx 0$  (car on néglige le frottement au contact vertical bentonite roche) et  $c_b$  n'est pas sollicitée. Il reste alors :

$$\tau = \left(a + \frac{\sigma_n}{s_i} \cdot \tan(\delta)\right) \cdot s_i$$

ou :

$$\tau = a \cdot s_i + \sigma_n \cdot \tan(\delta) \quad (5.15)$$

- si  $h_p \leq h_r$  et  $h_c \geq h_{min}$  :

Le niveau de contrainte local sur la partie déformée de la bentonite est faible (pas de contact en fond de rainure) mais la zone de contact latérale est suffisante pour solliciter cette partie de bentonite dans sa masse, on a alors dans l'équation (5.14),  $\sigma_b \approx 0$  (car on néglige le frottement au contact vertical bentonite roche) et  $c_b$  est sollicitée. Il reste alors :

$$\tau = c_b \cdot s_b + \left(a + \frac{\sigma_n}{s_i} \cdot \tan(\delta)\right) \cdot s_i$$

qui peut être écrit :

$$\tau = (s_b \cdot c_b + s_i \cdot a) + \sigma_n \cdot \tan(\delta) \quad (5.16)$$

- si  $h_p = h_r$  et  $l_c \neq 0$  :

La bentonite et l'interface sont sollicitées. On a alors :

$$S_{totale} \cdot \sigma_n = S_i \cdot \sigma_i + S_b \cdot \sigma_b$$

Donner une estimation correcte de  $\sigma_b$  nécessite une analyse mécanique complète. Dans un premier temps, afin de continuer l'interprétation du critère, nous choisissons d'exprimer  $\sigma_b$  à l'aide d'une fonction  $k(\sigma_n, h_{rainure})$  qui fait l'objet d'une étude numérique présentée succinctement au chapitre sur la modélisation (paragraphe 7.3.6). On pose alors :

$$\sigma_b = k(\sigma_n, h_{rainure}) \cdot \sigma_i$$

$k$  est fonction de la contrainte normale (voire figure 5.52) et de la profondeur de la rainure car le point à partir duquel  $l_c \neq 0$  en dépend.

Remarquons figure 5.52, l'évolution des rapports  $\frac{\sigma_b}{\sigma_n} = R_b$ ,  $\frac{\sigma_i}{\sigma_n} = R_i$  et  $\frac{\sigma_b}{\sigma_i} = k$  en fonction de la contrainte normale. Avant d'atteindre  $\sigma_n = 2.5$  MPa (inversion du sens de variation des courbes  $R_b$  et  $k$ ),  $k$  n'a pas de sens physique car il n'y a pas de contact en fond de rainure, pour la configuration utilisée. La contrainte de compression sur la facette parallèle au contact au niveau de l'interface tend vers  $\sigma_n$  depuis une valeur  $1.3 \cdot \sigma_n$ . La contrainte dans la bentonite sur le même type de facette au niveau du plan de contact semble tendre vers  $\sigma_n$  depuis la valeur 0.

Revenons à l'écriture du critère. On a, en utilisant la fonction  $k$  :

$$\sigma_i = \frac{\sigma_n}{s_i + s_b \cdot k(h_{rainure}, \sigma_n)}$$

et le critère s'écrit (en simplifiant  $k(h_{rainure}, \sigma_n)$  par  $k$ ) :

$$\tau = (c_b + \frac{k \cdot \sigma_n}{s_i + s_b \cdot k} \cdot \tan(\phi_b)) \cdot s_b + (a + \frac{\sigma_n}{s_i + s_b \cdot k} \cdot \tan(\delta)) \cdot s_i \quad (5.17)$$

ou encore,

$$\tau = (s_b \cdot c_b + s_i \cdot a) + \sigma_n \cdot (\frac{s_b \cdot k}{s_i + s_b \cdot k} \cdot \tan(\phi_b) + \frac{s_i}{s_i + s_b \cdot k} \cdot \tan(\delta)) \quad (5.18)$$

Pour chaque essai de la zone 3, la contrainte normale initiale influencera, par le biais de la fonction  $k$ , la pente du critère (équation 5.18).  $k$  est délicat à déterminer précisément car il s'agit d'un résultat numérique dépendant de plusieurs paramètres. De plus, il existe des zones

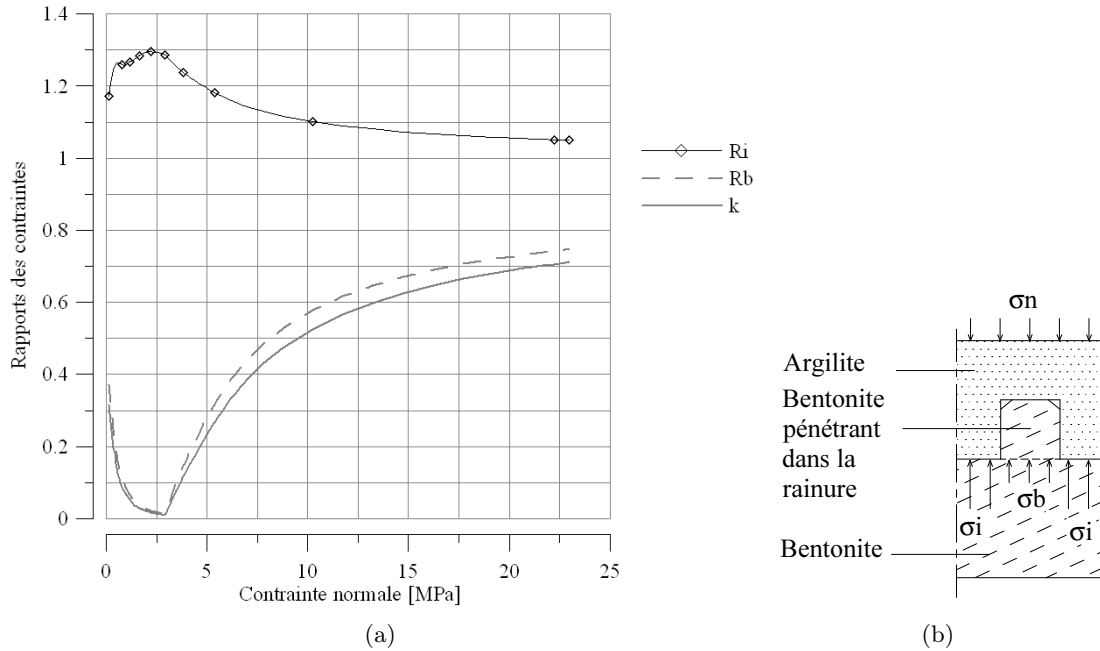


FIG. 5.52 – (a) Evolution des rapports de contraintes  $R_b = \frac{\sigma_b}{\sigma_n}$ ,  $R_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_n}$  et  $k = \frac{\sigma_b}{\sigma_i}$  en fonction de la contrainte normale  $\sigma_n$ . Courbe obtenue d’après une simulation sur Abaqus. (b) Schéma du contact argilite bentonite et des zones où sont définies les contraintes  $\sigma_n$ ,  $\sigma_b$ ,  $\sigma_i$ .

de concentration de contraintes au niveau de l’interface et  $\sigma_b$  n’est qu’une valeur moyenne sur l’ensemble de l’interface. Nous pouvons malgré tout dégager deux valeurs extrêmes de  $k$  :

$k = 0$  quand il n’y a pas contact (équivalent à la zone 2),

$k \approx 1$  pour une très forte valeur de contrainte normale ( $\sigma_n > 25 MPa$  selon la figure 5.52)

Pour tout essai, tel qu’il existe un contact en fond de rainure, le critère se situera entre les deux formulations : équations 5.16, rappelée ici et 5.19.

$$\tau_{min} = (s_b \cdot c_b + s_i \cdot a) + \sigma_n \cdot \tan(\delta)$$

$$\tau_{max} = (s_b \cdot c_b + s_i \cdot a) + \sigma_n \cdot (s_b \cdot \tan(\phi_b) + s_i \cdot \tan(\delta)) \quad (5.19)$$

Finalement, la rupture en cisaillement pourra se produire selon 3 zones (équations (5.15), (5.16), (5.19)) en fonction de la déformation de la partie bentonite (fonction du niveau de contrainte) et de la rugosité (figure 5.6.3.3).

Récapitulons les critères définissant les trois domaines ainsi que les équations des critères dans le tableau

Le passage entre deux critères ne se fait bien sûr pas de façon discontinue, il y a une zone de transition qui n’est pas représentée et qui est délicate à déterminer. En ce qui concerne le passage de la zone 1 à la zone 2, la fraction surfacique  $s_b$  tend progressivement vers la valeur (surface totale des rainures/surface totale projetée de l’échantillon) puisque, des plans locaux de



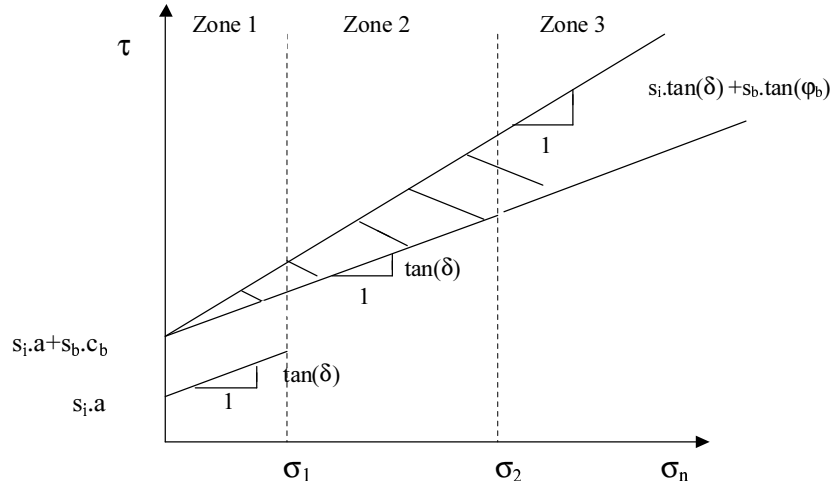


FIG. 5.53 – Critères de Mohr Coulomb provenant d’une interprétation théorique pour une interface argilite bentonite soumise à cisaillement. Le critère dépend de la zone dans laquelle la contrainte normale place l’interface testée. Les contraintes de transition  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  dépendent de la rugosité de l’éponte rocheuse et des paramètres mécaniques de la bentonite.

	Contrainte	géométrie	Equation du critère global d’interface
Zone 1	$\sigma_n \leq \sigma_1$	$h_p \leq h_r$ et $h_c < h_{mini}$	$\tau = (a \cdot s_i + \sigma_n \cdot \tan(\delta))$
Zone 2	$\sigma_1 \leq \sigma_n \leq \sigma_2$	$h_p \leq h_r$ et $h_c \geq h_{min}$	$\tau = (s_b \cdot c_b + s_i \cdot a) + \sigma_n \cdot \tan(\delta)$
Zone 3	$\sigma_2 \leq \sigma_n$	$h_p \leq h_r$ et $l_c \neq 0$	$\tau_{min} = (s_b \cdot c_b + s_i \cdot a) + \sigma_n \cdot \tan(\delta)$ $\tau_{max} = (s_b \cdot c_b + s_i \cdot a) + \sigma_n \cdot (s_b \cdot \tan(\phi_b) + s_i \cdot \tan(\delta))$

TAB. 5.25 – Tableau récapitulatif des différentes zones de la combinaison de critères et critères associés à ces zones.

cisaillement de surface locale inférieure à la surface de la rainure, on passe au plan de cisaillement confondu avec le plan de contact.

La question est maintenant de savoir si l’on peut retrouver ces différents critères à partir des essais réalisés ?

#### 5.6.3.4 Confrontation de l’interprétation précédente et des résultats expérimentaux

Confrontons les critères de ruptures des différentes séries d’essais à celui de l’interprétation. Pour cela, traçons pour chaque série, le critère expérimental décrit par les droites qui figurent dans le tableau 5.24 ainsi que l’interprétation précédente appliquée à la géométrie de l’interface. Nous avons utilisé les caractéristiques non drainées et les données suivantes :

- cohésion de la bentonite compactée :  $c_b = 120$  kPa,
- angle de frottement de la bentonite compactée :  $\phi_b = 29^\circ$ ,
- adhérence de l’interface :  $a = 0$  kPa,
- angle de frottement de l’interface :  $\delta \approx 21^\circ$ ,
- fraction surfacique pour l’interface de type 1 :  $s_b = 0.1$ ,
- fraction surfacique pour l’interface de type 2 :  $s_b = 0.5$ ,
- fraction surfacique pour l’interface de type 3 :  $s_b = 0.5$ .

Borgesson et al [25] ont déterminé par des essais triaxiaux drainés, une cohésion de bentonite (de poids volumique compris entre 15 et 19  $kN/m^3$  obtenus par compactage) comprise entre 50 et 130 kPa et un angle de frottement compris entre 10° et 14°. Certes, le matériau n'est pas exactement le même car il s'agit d'une bentonite MX80 mais l'ordre de grandeur des caractéristiques est cohérent. Etablissons dans le tableau 5.26, les critères théoriques par série d'essai.

Série	GR3VC1	GR3VC2	PRVC	GR2VC
Nombre d'essais	2	2	4	2
$s_b$	0.5	0.5	0.1	0.5
$s_i$	0.5	0.5	0.9	0.5
Zone	1	2	3	3
Critère (k=0 si zone 3)	$\sigma_n \cdot \tan(21)$	$60 + \sigma_n \cdot \tan(21)$	$12 + \sigma_n \cdot \tan(21)$	$60 + \sigma_n \cdot \tan(21)$
Critère (k=1 si zone 3)	sans objet	sans objet	$12 + \sigma_n \cdot (0.9 \cdot \tan(21) + 0.1 \cdot \tan(29))$	$60 + 0.5 \cdot \sigma_n \cdot (\tan(21) + \tan(29))$

TAB. 5.26 – Critères interprétés pour les différentes séries d'essais en fonction des paramètres géométriques des épontes. Contraintes exprimées en kPa.

Sont représentés figures 5.56, 5.57, 5.54 et 5.55, les critères interprétés et expérimentaux des différentes séries.

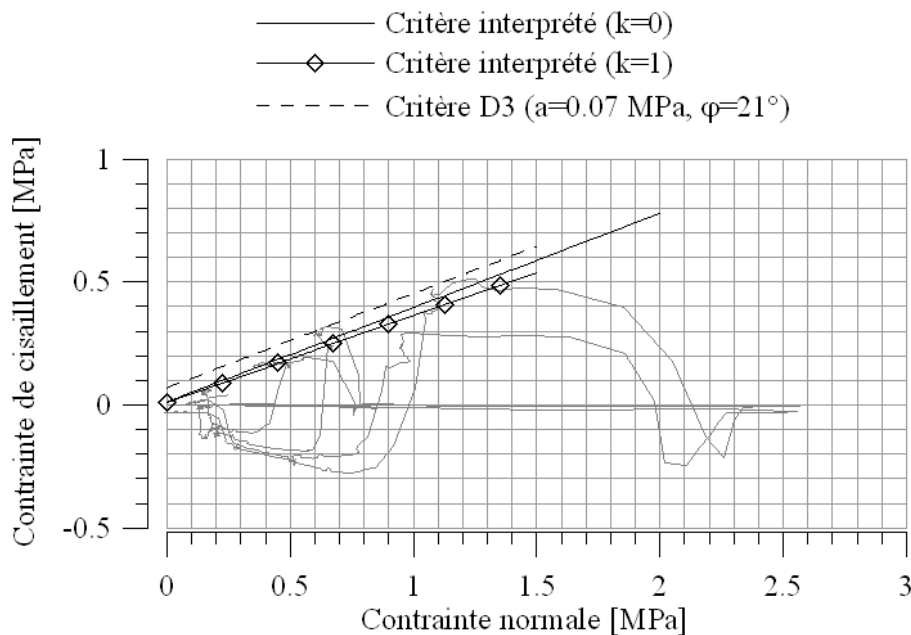


FIG. 5.54 – Critères interprétés pour k=0 et k=1 et critère expérimental (D3) déterminé précédemment dans le plan " $\tau - \sigma_n$ " pour les essais PRVC.

La confrontation des critères interprétés et des critères expérimentaux est concluante mais l'interprétation gagnerait à être approfondie pour prendre en compte certains aspects négligés ici. Outre la cohésion, il reste des incertitudes sur le comportement en cisaillement lorsque la bentonite dans la rainure est comprimée et participe à la résistance de l'interface au cisaillement. Une modélisation de l'interface en cisaillement est un moyen de poursuivre cette étude et nous tenterons de retrouver les critères expérimentaux par la modélisation bien que ceci implique d'avoir les bonnes caractéristiques mécaniques de l'interface.

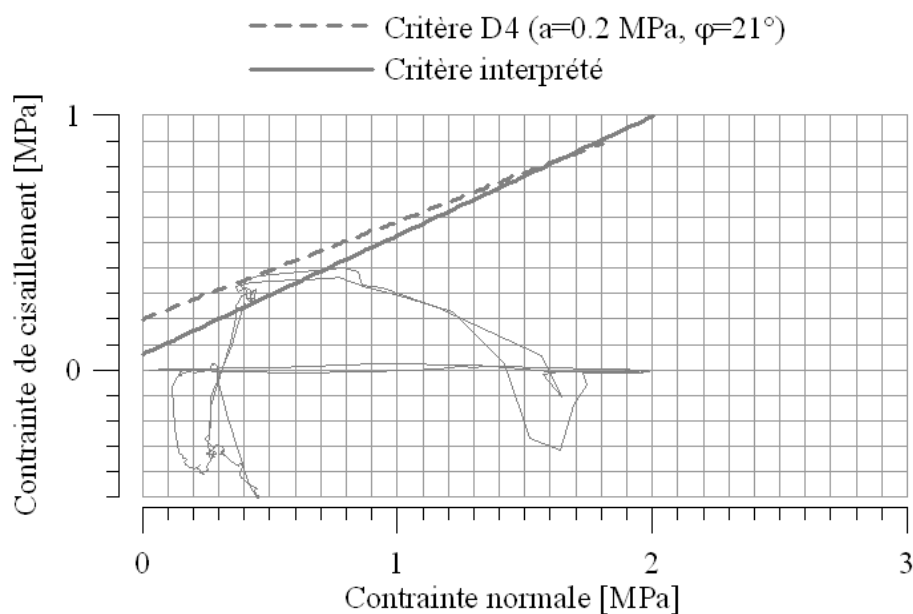


FIG. 5.55 – Critère interprété et critère expérimental (D4) déterminé précédemment dans le plan " $\tau - \sigma_n$ " pour les essais GR2VC2.

Puis, précisons que l'objectif de cette étude est de pouvoir l'appliquer à une géométrie d'éponte quelconque. Pour pouvoir développer ce principe de combinaison de critères et l'appliquer à un cas réel, nous devons lever plusieurs interrogations. En effet, que devient le plan de cisaillement pour une surface réelle? Comment définir précisément  $s_b$  et  $s_i$ ? Ce problème plus complexe n'a pas pu être abordé dans le cadre de cette thèse mais est l'objet d'une attention toute particulière et fait partie des perspectives de recherche.

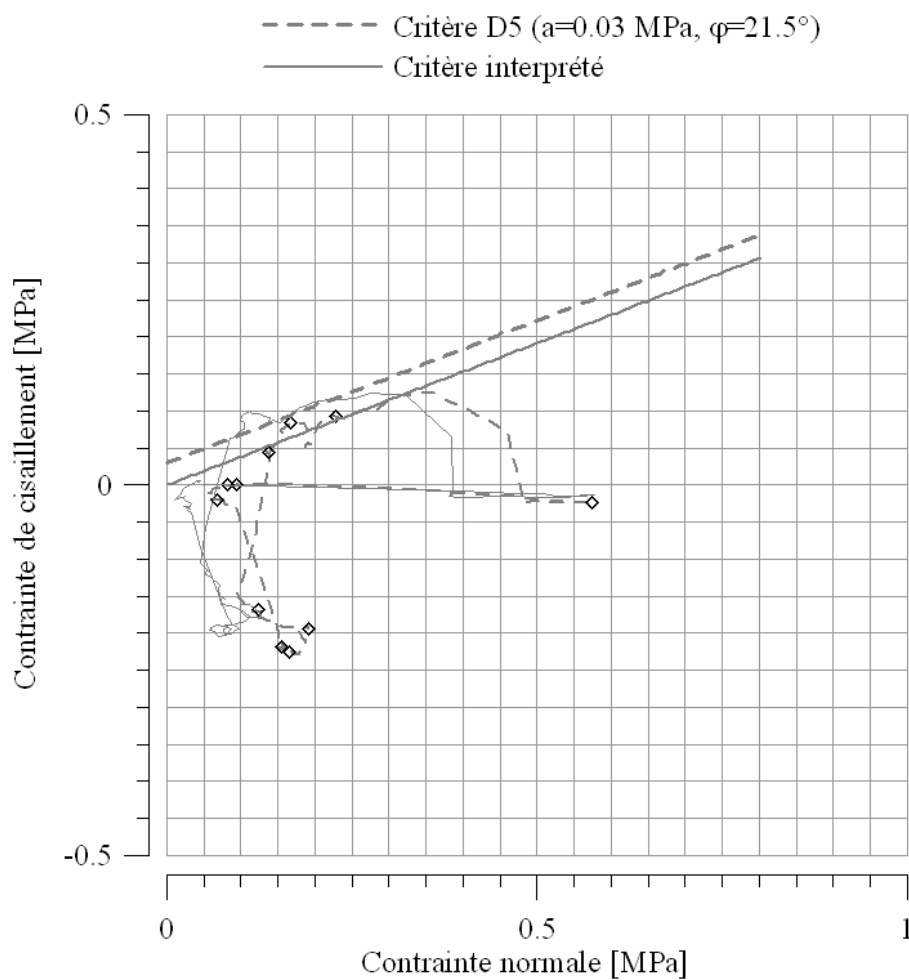


FIG. 5.56 – Critère interprété et critère expérimental (D5) déterminé précédemment dans le plan " $\tau - \sigma_n$ " pour les essais GR3VC1.

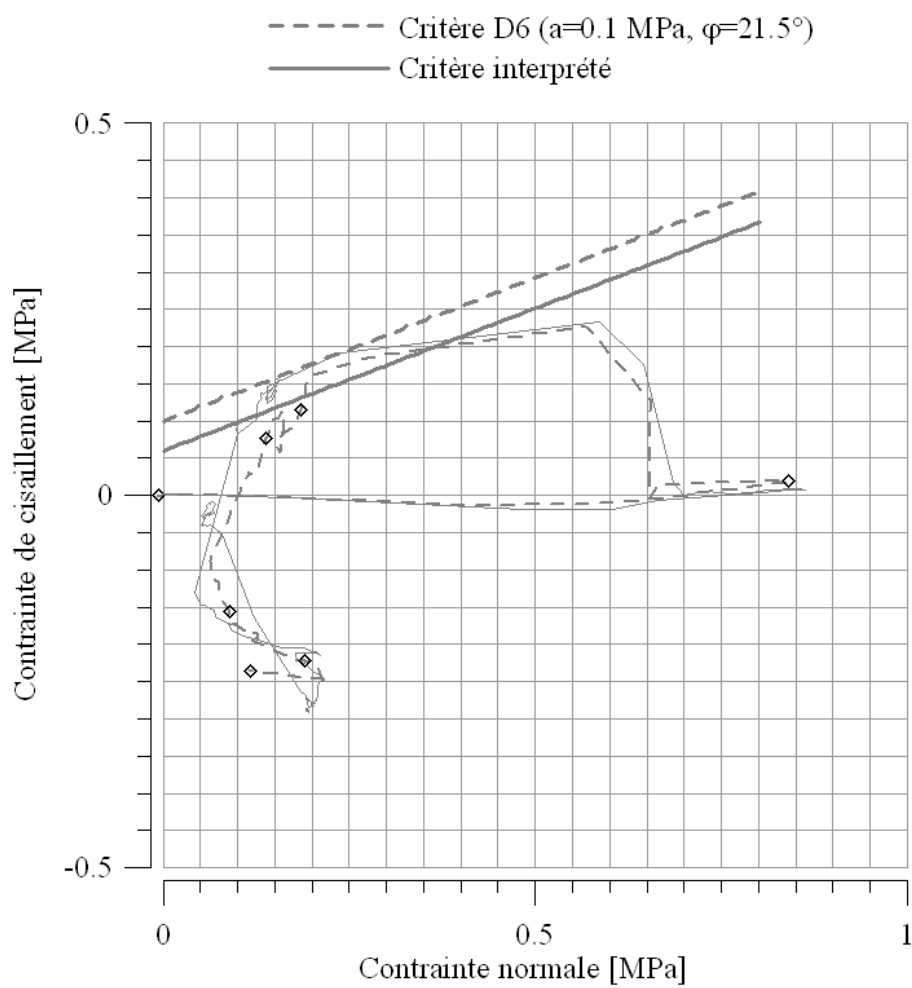


FIG. 5.57 – Critère interprété et critère expérimental (D6) déterminé précédemment dans le plan " $\tau - \sigma_n$ " pour les essais GR3VC2.

## 5.7 Essais de cisaillement hydromécanique sur interface argilite bentonite

Ces essais ont pour objectif d'étudier l'impact d'une circulation de fluide dans l'interface sur la réponse mécanique et l'évolution de la transmissivité intrinsèque lorsque l'interface argilite bentonite est soumise à un cisaillement. Quatre essais ont été réalisés dont voici le détail :

Essais	1HMVC1	2HMVC1	3HMVC2	6HMVC2
Eponte supérieure	Argilite			
Morphologie	Type 1			
Eponte inférieure	Mélange Bentonite Sable 50 :50 (BS50)			
Morphologie	lisse (compression de mise en forme contre une face métallique lisse)			

TAB. 5.27 – Essais de cisaillement hydromécanique réalisés et caractéristiques des épontes.

Comme à l'accoutumée, nous discuterons des résultats obtenus après les avoir présentées à l'aide de la même trame que précédemment.

### 5.7.1 Résultats des essais

#### 5.7.1.1 Aspects mécaniques

Utilisons les mêmes plans d'étude que précédemment pour présenter les résultats. Ainsi, nous avons, figures 5.58 et 5.59, l'ensemble des évolutions mécaniques nécessaires pour l'étude en cisaillement hydromécanique du comportement de l'interface argilite bentonite. Dans un premier temps, vérifions que les chemins sont à volume constant. Nous visualisons l'évolution du déplacement relatif normal au cours du cisaillement pour l'essai 2HMVC1.

On remarque sur cette figure, comme précédemment, qu'il existe quelques défauts d'asservissement, qui correspondent à des variations de pression d'injection. Remarquons que le principe de l'asservissement étant de maintenir  $\Delta[u] = 0$ , une fois le décalage fait, pour  $[w] = 1.7$  mm, on reste à volume constant sauf ajustements d'asservissement. Nous ne présentons qu'une courbe de ce type car tous les essais sont semblables.

En première approche de l'analyse mécanique, rappelons que suivant les conclusions de Pusch [156], nous pouvons considérer qu'il n'y a pas ou très peu de pénétration d'eau dans la masse de la bentonite. Il n'y a donc pas de raison pour que l'essai tel que nous l'avons mené entraîne une modification notable du comportement mécanique.

Les différentes courbes de réponse mécanique corroborent cette analyse puisque globalement l'allure des réponses est identique à ce que l'on a observé précédemment. Notons toutefois une rigidité normale bien moindre que ce que l'on a pu relever auparavant :  $\approx 1$  MPa/mm pour les essais 6HMVC2 et 2HMVC1 contre 3.3 MPa/mm pour les essais 1PRVC1 et 1PRVC2 (les hauteurs d'échantillons étant sensiblement égales à 30 mm). Ceci est imputable, comme nous l'avons déjà dit, à l'échantillon et aux conditions aux limites légèrement modifiées (jeu de la figure 5.41 accentué) pour mener à bien l'essai .

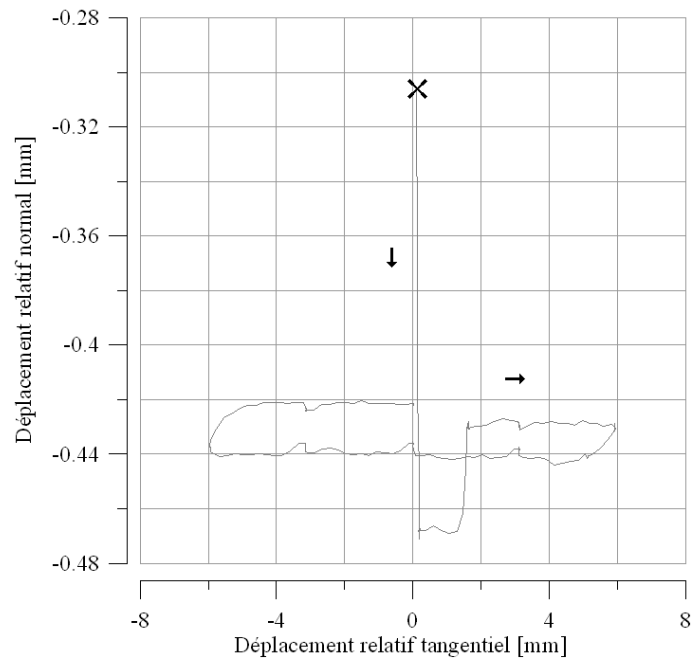


FIG. 5.58 – Cisaillement direct hydromécanique à volume constant d'une interface à faible indentation (type 1). Déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel pour l'essai 2HMVC1.

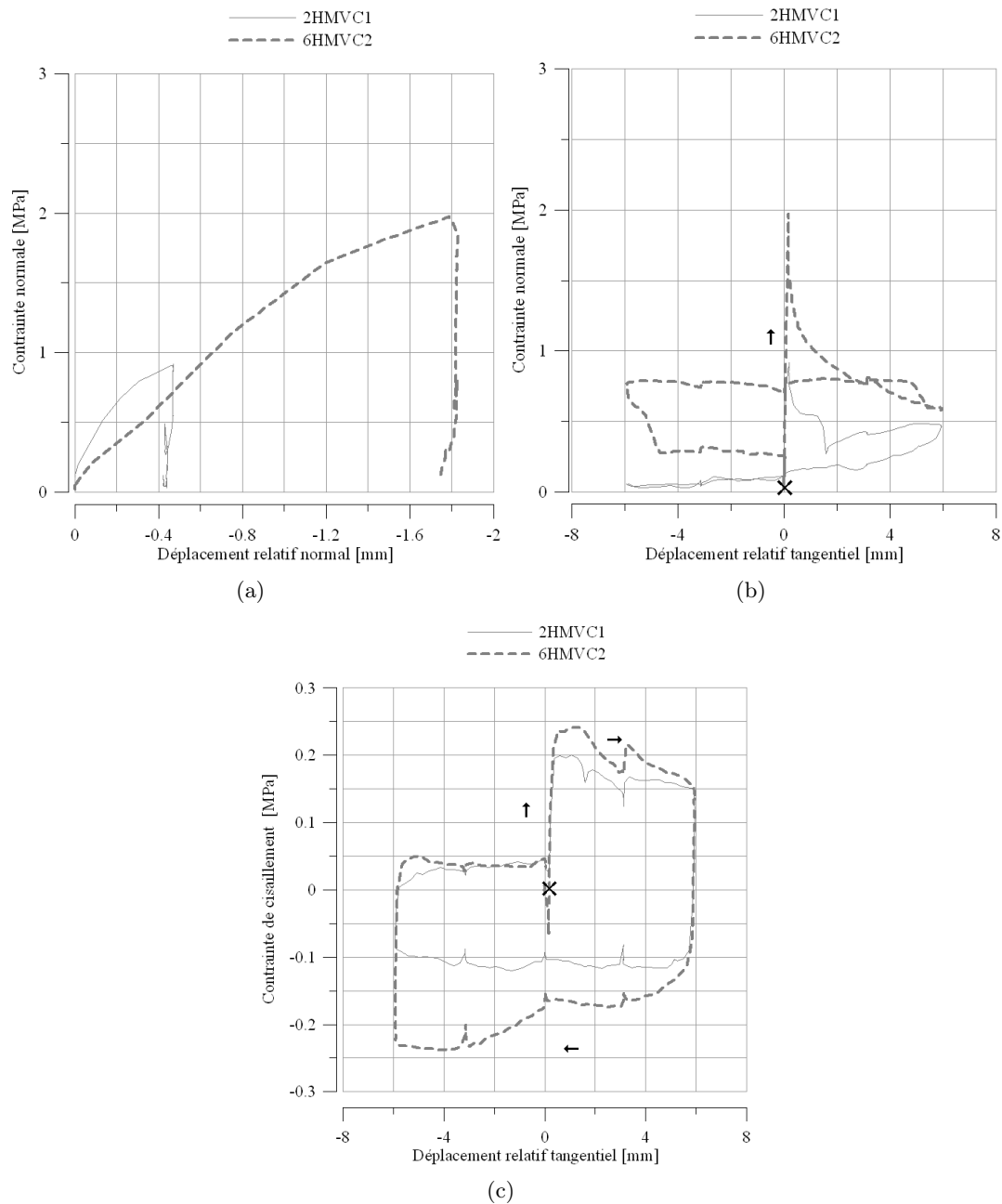


FIG. 5.59 – Essais de cisaillement hydromécanique à volume constant sur une interface à faible indentation (type 1) : essais 2HMVC1 et 6HMVC2. (a) Evolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. (b) Evolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif tangentiel. (c) Evolution de la contrainte de cisaillement en fonction de déplacement relatif tangentiel.



### 5.7.1.2 Aspects hydromécaniques

Nous présentons ici les résultats des essais 1HMVC1 et 6HMVC2. L'objectif de cette série est d'effectuer une étude de l'influence de l'eau sur la réponse en comparant ces résultats d'essais à la série PRVC. Pour effectuer une comparaison sensée, il est nécessaire de ne faire varier qu'un paramètre : la présence d'eau. Or le temps n'est pas neutre puisqu'il intervient ici à travers le phénomène de tassement différé de l'échantillon de bentonite. Il est donc nécessaire de reproduire les mêmes étapes durant le même laps de temps. De ce fait, il n'est pas possible d'atteindre le régime permanent hydraulique ni de tirer d'éventuelles conclusions sur l'anisotropie d'écoulement. Une étude plus poussée sur l'écoulement doit faire l'objet d'une autre campagne à venir.

Remarquons que la déformation différée a une influence sur le comportement hydromécanique. En effet, nous avons observé un tassement à contrainte normale constant, entre autre pour l'essai 4BR60 à la deuxième étape de chargement mécanique, qui s'accompagne d'une diminution de transmissivité. Ce tassement a pour conséquence une pénétration différée de la bentonite dans les rainures entraînant la fermeture du canal.

Cette déformation différée dans le temps peut avoir deux effets. D'une part la déformation de la bentonite dans les rainures, et donc la réponse hydraulique, évoluera avec le tassement. Reste à savoir s'il s'agit d'une variation significative. D'autre part, pour obtenir les mêmes conditions de cisaillement, la chute de contrainte normale et donc le temps d'essai doit être le même. Dans le cas contraire, on ne peut garantir que les chemins de contraintes soient identiques.

Dans un premier temps, rappelons que le débit et la pression évoluant uniquement en fonction de l'interface, l'opérateur n'agit sur les vannes de pilotage qu'en début d'essai pour fixer le débit initial (phase visible figure 5.60 pour  $t \leq 400$  sec), transmissivité, pression et débit varient comme indiqué figure 5.60. au cours de la sollicitation mécanique. Une augmentation (resp. diminution) de transmissivité correspond à une augmentation (resp. diminution) de débit accompagnée d'une baisse (resp. augmentation) de pression.

Ceci précisé, intéressons nous à l'évolution de transmissivité lors des essais 1HMVC1 et 6HMVC2. Tout d'abord, dans le plan "Transmissivité - Déplacement relatif normal" figure 5.61, nous retrouvons un caractère déjà observé lors de la compression pure : la transmissivité décroît depuis sa valeur initiale au fur et à mesure que le déplacement relatif normal augmente. On arrive à réduire  $T_{initiale}$  d'un facteur 10 durant la phase de montée en contrainte normale. Puis, lorsque le cisaillement débute, il existe une variation de transmissivité qu'on ne distingue pas correctement dans ce plan.

Intéressons nous alors au plan "Transmissivité - Déplacement relatif tangentiel" figure 5.62. Le début de l'essai est marqué d'une croix. On retrouve la chute de transmissivité due à l'application de la charge normale. Puis, on visualise l'évolution de la transmissivité avec le cisaillement. Figure 5.62 (a), on observe des oscillations entre  $1E - 14 m^3$  et  $1E - 12 m^3$  sans avoir fermeture de l'interface. Figure 5.62 (b), on observe une fermeture rapide de l'interface (valeur constante :  $T = 1E - 16 m^3$ ) accompagnée d'une réouverture en retour de cisaillement pour laquelle la transmissivité atteint une valeur supérieure à la transmissivité suite à la charge normale et avant le cisaillement.

La différence essentielle observable entre les deux niveaux de contrainte normale figures 5.62 (a) et (b), est la fermeture qui est atteinte pour le niveau de contrainte normale le plus élevé (b). On retrouve ceci pour les deux autres essais de la série (2HMVC1 et 3HMVC2).

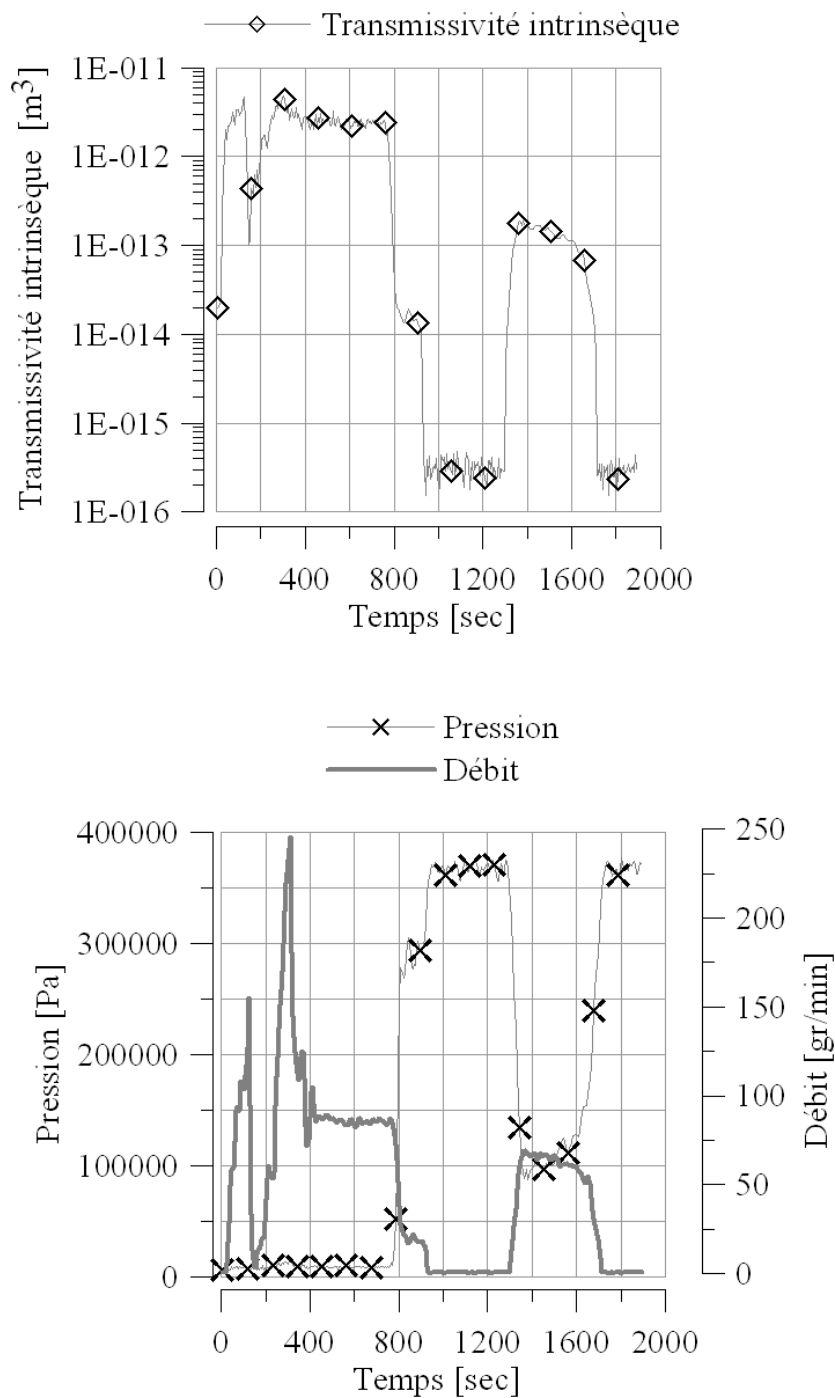


FIG. 5.60 – Cisaillement hydromécanique d'une interface à faible indentation : essai 6HMVC2. Evolution des paramètres hydrauliques au cours du cisaillement : évolution de la Transmissivité intrinsèque en fonction du temps (courbe du haut) et évolution du débit et de la pression en fonction du temps (courbe du bas).

### 5.7.2 Discussion des essais hydromécaniques

#### Comportement hydromécanique

Nous savons que la taille des vides subsistant dans l'interface dépendent de la contrainte normale appliquée avant le cisaillement. Plus la contrainte est élevée, moins il y a de vides. Ces vides

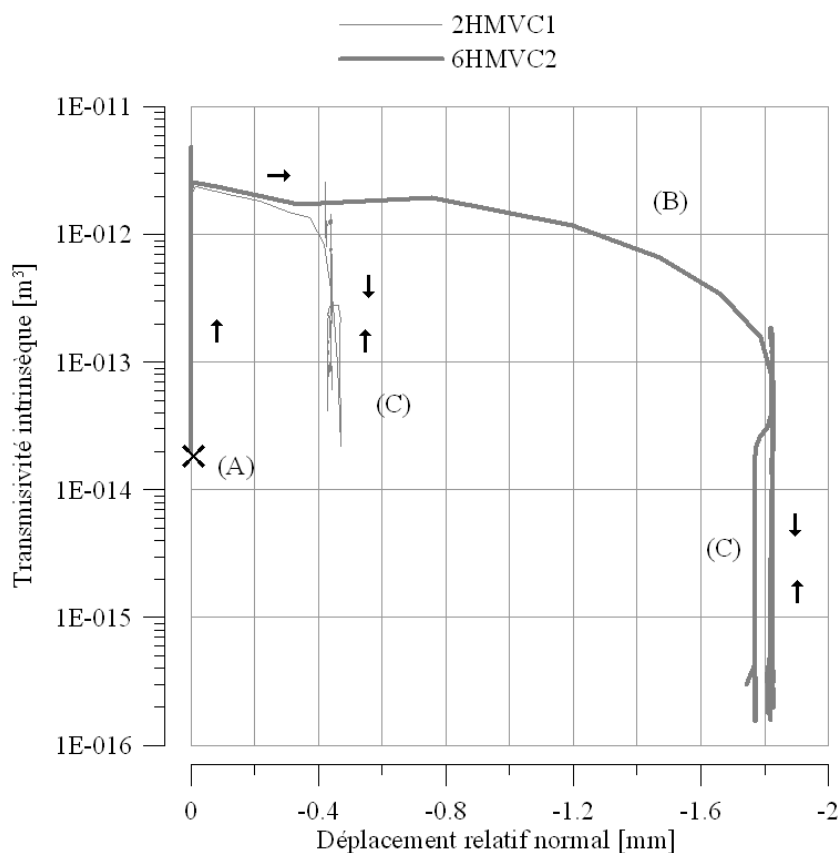


FIG. 5.61 – Essais de cisaillement hydromécanique sur une interface à faible indentation (2HMVC1 et 6HMVC2) : transmissivité intrinsèque en fonction du déplacement relatif normal. Zone (A) : mise en place de l'écoulement avant la compression. Zone (B) : décroissance de la transmissivité pendant la montée en contrainte normale. Zone (C) : phase de cisaillement et évolution aléatoire de la transmissivité .

sont également fonction de la rugosité de l'éponte supérieure. On a donc, classiquement (Hans [90], Lee [112], Capasso et al [34]) diminution de la transmissivité lorsque la contrainte normale augmente. C'est ce qu'on retrouve pour les essais de la série HMVC (cf. figure 5.63). Sur cette figure, le début de l'essai est matérialisé par une croix et le début du cisaillement par un cercle. On a donc bien diminution de transmissivité lors de la montée en charge qui se poursuit lors de la chute de contrainte normale. Le fait est que, n'ayant pas attendu le régime permanent, il est difficile de conclure sur cette variation. En effet, nous avons déjà observé de telles variations lors de la série de compression.

Que se passe-t-il lors du cisaillement ? Nous avons observé lors des essais de compression pure que malgré la décharge d'effort normal, l'interface reste close sur une ou deux étapes de décharge puis s'ouvre de nouveau. Or, on note une diminution de contrainte normale due à la contractance de la bentonite quand on commence à cisailier à volume constant. A-t-on alors la même évolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale ? il apparaît figure 5.63 que  $T$  peut augmenter lors de la décharge (essai 2HMVC1) ou diminuer (essais 6HMVC2 ainsi que 1HMVC1 et 3HMVC2 non représentés ici) ce qui est plus troublant. En effet, on avait observé au mieux une constance de la transmissivité lors de la décharge, ici nous sommes confrontés à une diminution.

Nous pouvons apporter plusieurs éléments d'explication de ces phénomènes sans pour autant

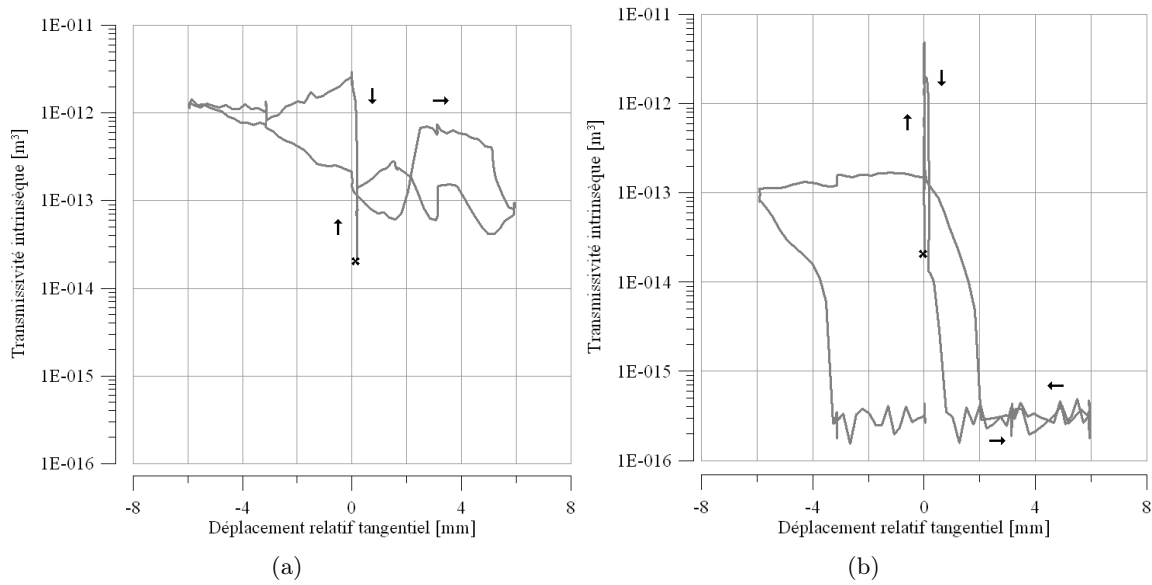


FIG. 5.62 – Essais de cisaillement sur une interface à faible indentation : 2HMVC1 (a) et essai 6HMVC2 (b). Evolution de la transmissivité intrinsèque en fonction du déplacement relatif tangentiel.

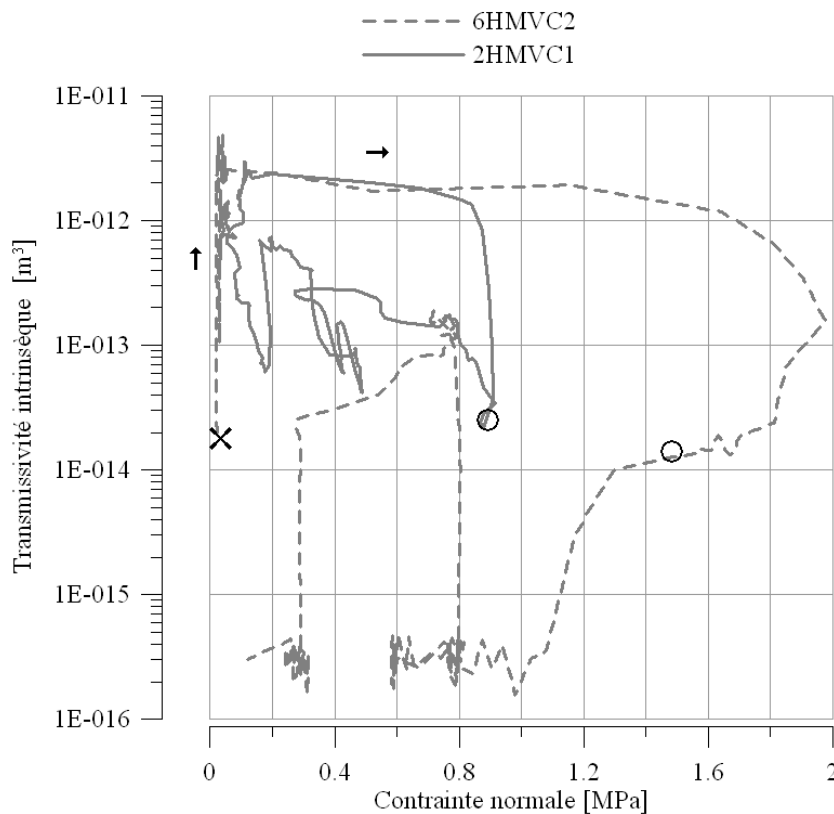


FIG. 5.63 – Essais de cisaillement hydromécanique sur une interface à faible indentation (6HMVC2 et 2HMVC1). Evolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. Début de l'essai marqué d'une croix et début du cisaillement marqué d'un rond.

être sûrs de ce qui se passe dans l'interface. Concernant la diminution de transmissivité pour un

fort niveau de contrainte normale :

- la rainure centrale qui est en vis à vis du trou d'injection en début d'essai, se décale avec le cisaillement rendant plus délicat l'écoulement,
- la bentonite qui pénètre dans les rainures de la roche est cisailée, les rainures sont donc bouchées et le restent si le gradient hydraulique appliqué n'entraîne pas d'érosion à cet endroit,
- la taille des grains n'est pas suffisante pour que des arrachements locaux observés créent des chemins d'écoulement préférentiels,
- il existe un effet de lissage de la surface qui tend à combler les vides.

Précisons que nous n'avons pas observé de corrélation entre la position des rainures par rapport à l'injection et les augmentations ou diminutions de la transmissivité .

Lors d'un faible niveau de contrainte normale on observe une augmentation de transmissivité qui pourrait être expliquée par :

- une décompression s'accompagnant d'une création de vides suffisants pour avoir un écoulement avec le gradient en place,
- les rainures ne sont pas complètement bouchées et le cisaillement du semblant de bouchon de bentonite qui s'y trouve créent un chemin d'écoulement supplémentaire.

En ce qui concerne les "réouvertures" d'interfaces en cours de cisaillement comme on en observe pour l'essai 6HMVC2, nous pouvons remarquer figure 5.37 (c) que lors du prélèvement de l'éponte rocheuse, une marque de scie circulaire est laissée sur la face constituant l'interface. Cette imperfection locale de surface est, à notre avis, à l'origine de la réouverture observée. En effet, l'éponte utilisée pour l'essai 3HMVC2 ne comporte pas d'autres marques que celles que nous avons faites. Ceci permet de souligner l'importance de la rugosité pour la réponse hydromécanique. Plus la rugosité est marquée, plus on observera de variations inattendues de l'écoulement.

En conclusion, il nous semble que les paramètres importants régissant l'hydromécanique en cisaillement d'une telle interface sont la valeur de contrainte normale avant cisaillement (et pendant le cisaillement si elle varie), et la rugosité des interfaces. En effet, plus on charge l'interface moins il reste de vides et moins on a de chances d'avoir un écoulement. Par ailleurs, il est délicat, à rugosité fixée, de faire des corrélations entre le déplacement relatif tangentiel et la transmissivité . Finalement, ces essais ont été menés sans attendre l'établissement du régime permanent hydraulique pour ne pas introduire le paramètre temps en plus de l'eau. Une campagne dédiée à une étude hydromécanique plus poussée permettrait sûrement d'apporter des éléments de réponse à ces interrogations.

### **influence de l'eau sur la réponse mécanique**

Dans la mesure où il y a présence d'eau dans l'interface et que l'on sait que cela influence la réponse mécanique des joints rocheux, on peut se demander dans quelle mesure le comportement mécanique de l'interface Argilite Bentonite peut être modifiée. Comme précédemment, étudions la résistance mécanique dans le plan "contrainte de cisaillement - contrainte normale". Il apparaît dans la présentation des résultats (figures 5.64) qu'il existe un changement important de comportement imputable à la présence d'eau. A morphologie d'éponte identique, on observe que la résistance mécanique d'une interface dans laquelle a circulé un fluide est plus faible que pour la série PRVC. En effet, la résistance mobilisable, traduite par les critères D6 et D7 représentés

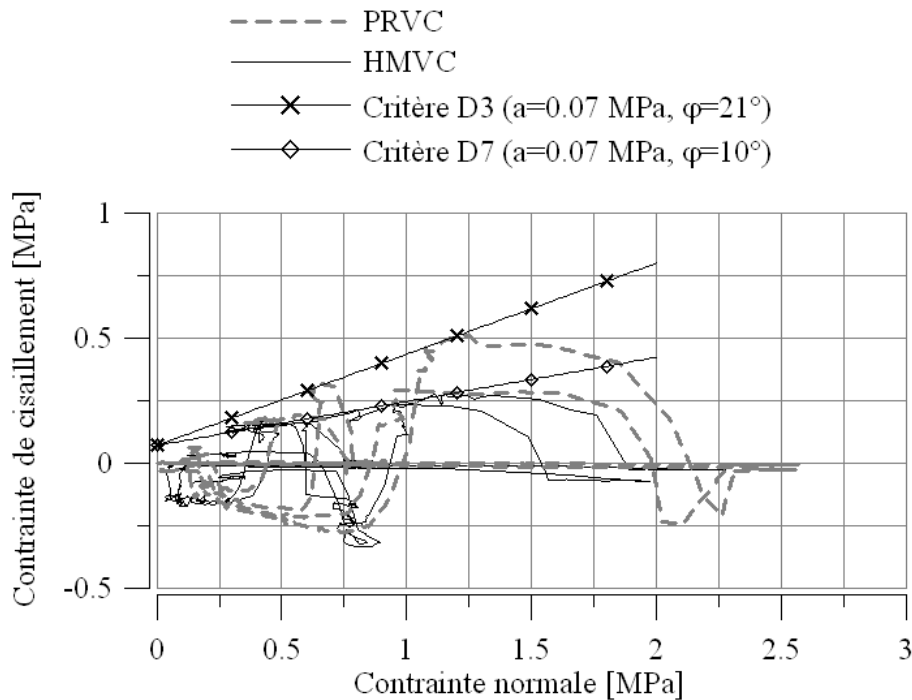


FIG. 5.64 – Comparaison des réponses mécaniques des essais de cisaillement mécanique et hydromécanique sur une interface à faible indentation : séries d’essais PRVC et HMVC. Critère de rupture D3 des essais PRVC et D7 des essais HMVC.

figure 5.64, est bien inférieure dans le cas de l’interface en présence d’eau que pour l’interface sans eau (données tableau 5.28).

En outre, cette modification intervient pour des débits expérimentaux mesurés de l’ordre de 2 à 6 l/h, ce qui est un débit élevé comparé aux débits que l’on pourrait avoir in situ (Missana et al. [130], Dixon et al. [62]). Il convient alors peut être, pour extrapoler ces résultats à un comportement hydromécanique in situ à réaliser des essais avec des conditions hydrauliques proches des conditions sur site.

Série d’essais	HMVC	PRVC
Critère	D7	D3
$\delta$ [°]	$\approx 10$	$\approx 21$
a [kPa]	$\approx 70$	$\approx 70$

TAB. 5.28 – Paramètres a et  $\delta$  du critère de rupture de la série HMVC et de la série PRVC.

### 5.7.3 Cohérence des essais

De même que pour la campagne de compression pure, l’ensemble des résultats est disponible dans les annexes. D’un point de vue mécanique, on peut remarquer, sauf écarts ponctuels dus à l’asservissement, que les réponses obtenues pour 2 essais effectués dans les mêmes conditions sont pratiquement reproductibles. Elles ne sont jamais identiques car chaque échantillon reste unique. On a pu également voir qu’avec l’expérience et la pratique acquises au cours de la campagne, la qualité des essais s’améliore et les premiers essais se démarquent alors des autres

(essais PRVC, 1BS50, 1BS60). C'est encore plus vrai d'un point de vue hydraulique et on a déjà remarqué qu'il existe une dispersion inévitable. Cette dernière est accentuée par le cisaillement car le développement de chemins privilégiés d'écoulement de fluide est lié à la constitution de l'échantillon et à son hétérogénéité. Dans tout les cas, les ordres de grandeur sont respectés.

#### 5.7.4 Conclusions et perspectives

Nous souhaitons, à travers cette campagne d'essais de cisaillement, étudier la résistance mécanique au cisaillement d'une interface argilite rugueuse - mélanges à base de bentonite, étudier l'impact d'une circulation de fluide sur l'hydromécanique de l'interface et suivre l'évolution de la transmissivité au cours du cisaillement.

Abordons les conclusions d'un point de vue qualitatif. Tout d'abord, nous souhaitons souligner que les essais nécessitent une mise en place minutieuse et un suivi rigoureux des déplacements relatifs des deux épontes. En effet, la bentonite doit être confinée pour ne pas atteindre une ruine rapide du matériau tout en autorisant des déplacements relatifs normaux et tangentiels suffisants pour mener à bien le cisaillement. Cette première campagne a servi de rodage en adaptant le dispositif expérimental dédié aux joints rocheux, aux interfaces argilite bentonite. Nous souhaitons développer un dispositif qui permettrait de mener des essais de cisaillement sous de plus fortes contraintes normales. Un phénomène important pour la réalisation et le dépouillement des essais est le tassement différé dû à la dissipation des surpressions interstitielles dans l'échantillon. Pour un essai de cisaillement à volume constant, ce phénomène induit une chute de contrainte normale.

Par ailleurs, nous avons observé que l'interface peut être à tendance dilatante ou contractante lors du cisaillement. Cela dépend de la vitesse de sollicitation et du matériau broyé qui peut se glisser dans l'interface. Il peut être intéressant de réaliser des essais cycliques afin de savoir s'il se dégage une tendance de comportement au fur et à mesure des cycles.

Puis, insistons sur le fait que deux composantes participent à la résistance au cisaillement :

- le contact argilite bentonite proprement dit
- une partie de la bentonite sollicitée dans sa masse.

La réponse mécanique évolue suivant la prépondérance de l'une ou de l'autre des composantes. Nous avons ainsi vu que pour des interfaces lisses ou faiblement rugueuse (séries VCLisse et PRVC), la résistance au cisaillement de l'interface est réduite par rapport à la résistance de la bentonite dans la masse.

L'interprétation des critères de rupture, menée pour retrouver l'influence de la rugosité, donne des résultats concluants. Le calcul est pour l'instant simpliste et de nombreux phénomènes ne sont pas abordés : concentrations de contraintes et sollicitation en cisaillement de la bentonite dans les rainures. Nous espérons, en ayant les caractéristiques mécaniques ( $c$  et  $\phi$ ) de la masse argileuse et ( $a$  et  $\delta$ ) du contact améliorer cette étude par une modélisation du contact et, à terme, l'extrapoler à des géométries quelconques.

L'eau modifie de façon certaine la bentonite et donc inéluctablement la mécanique de l'interface. Nous avons mis en évidence le fait que la résistance mécanique de l'interface dans laquelle a circulé un fluide est moindre, à morphologie d'éponte rocheuse identique, que celle de l'interface

sans circulation de fluide. Si ces résultats sont obtenus pour des débits certainement supérieurs à ceux attendus in situ cela laisse quand même présager une réduction de résistance mécanique du contact argilite bentonite et mériterait de comparer les investigations avec les paramètres in situ.

En outre, s'il est certain que la montée en contrainte normale s'accompagne d'une chute de transmissivité (résultat des essais de compression pure), l'évolution au cours du cisaillement nécessite des informations supplémentaires. En effet, elle dépend très fortement de la rugosité de l'interface et de la direction du flux. Si l'effet de lissage tend à reboucher les vides en ramenant du matériau cisailé, le cas contraire peut se produire, créant ou augmentant des vides préalablement existant. L'évolution de la transmissivité au cours du cisaillement, nécessaire pour des cas d'application pratique in situ, reste un phénomène complexe.

D'un point de vue quantitatif, nous avons dégagé pour des conditions d'essai propres à cette campagne, un critère de rupture de l'interface. L'adhérence de l'interface sera au maximum égale à la cohésion de la bentonite et l'angle de frottement maximal mobilisable pour nos essais est de l'ordre de  $30^\circ$ , sous réserve d'avoir  $\sigma = \sigma'$ . Ces paramètres serviront pour mener à bien une modélisation d'interface.

Ce travail expérimental sur le comportement hydromécanique d'une interface argilite bentonite en cisaillement nous a également permis de dégager des axes de recherche à venir. Globalement, les essais réalisés diffèrent quelque peu du scénario attendu in situ et de la mécanique associée. Nous proposons donc de réaliser des essais de cisaillement hydromécanique avec :

- des contraintes normales plus élevées,
- le temps de dissiper les surpressions interstitielles,
- une circulation de fluide beaucoup plus importante avant de démarrer l'essai,
- l'utilisation de surfaces rocheuses réelles à rugosité naturelle,
- l'étude de l'influence du degré de saturation sur la mécanique en cisaillement,
- un suivi éventuel de la dégradation dans la masse de la bentonite si la rugosité est très élevée et que des chemins d'écoulement sont susceptibles de se développer dans l'échantillon argileux.

Bien sûr ces essais ne peuvent prendre en compte l'ensemble des phénomènes régissant le comportement de la bentonite, nous pensons en particulier aux aspects chimiques inéluctables et non contrôlés.





---

## Application des propriétés hydromécaniques du contact entre géomatériaux à la conception de bouchons de scellement

---

Les essais réalisés sur les interfaces Argilite Mortier (notées AM) ont permis de dégager des tendances d'évolution linéaire (en échelle semi logarithmique) de la transmissivité avec le niveau de contrainte normale en compression. Nous verrons dans ce chapitre qu'il est possible de mener la même analyse pour les interfaces Argilite Bentonite (notées AB). Dès lors, déterminer une loi d'évolution, même simplifiée, permet une étude des débits percolant à travers divers géomatériaux en contact et de les comparer au débit percolant à travers la masse de ces géomatériaux. C'est cette étude que nous proposons ici.

Précisons toutefois que la question de la pertinence des résultats de laboratoire doit être posée, tant en terme de SER que d'effet d'échelle pour mener une extrapolation à l'échelle d'un site. Nous avons vu précédemment que les interfaces testées ne correspondent pas tout à fait à la réalité (figure 6.9). Toutefois, les résultats d'essais utilisés pour ce chapitre mènent à des conclusions qui seront, selon nous, accentuées dans le cas de géométries réelles d'interfaces.

Nous nous pencherons, en fin de chapitre, sur le cas du cisaillement. Les caractéristiques des géomatériaux en présence proviennent de la littérature afin de rester en lien avec les investigations menées par d'autres équipes de recherche.

### 6.1 Evolution simplifiée de la transmissivité d'une interface Argilite Bentonite avec le niveau de contrainte normale

Nous avons vu, paragraphe 5.2, que l'évolution de la transmissivité d'une interface AM avec le niveau de contrainte est quasi linéaire en échelle semi logarithmique (figure 6.1).

Les observations expérimentales quant aux interfaces AB laissent penser que l'évolution est plus

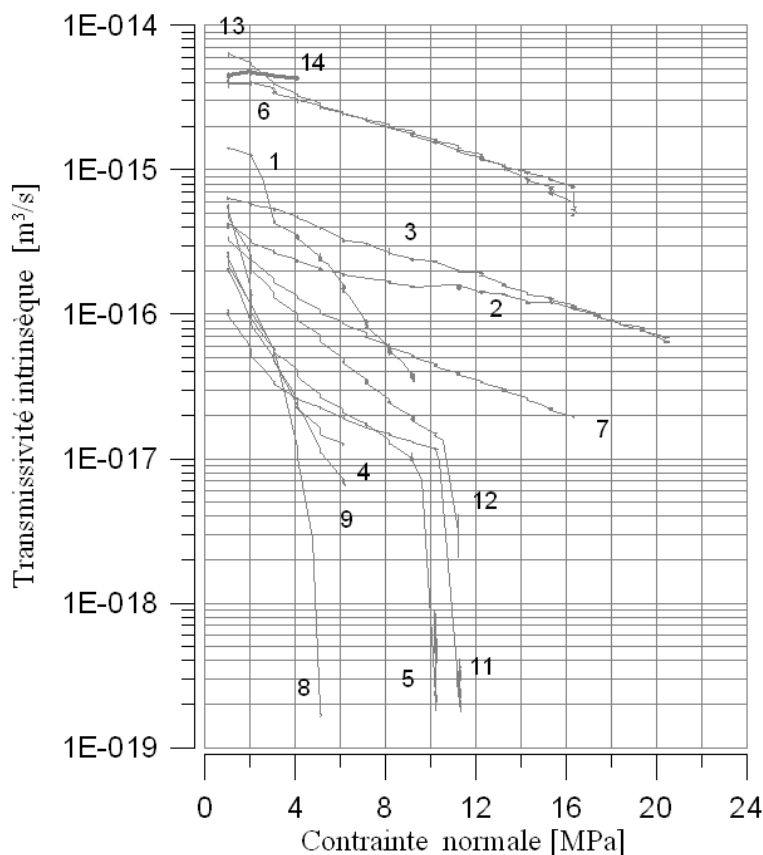


FIG. 6.1 – Essais sur interface Argilite Mortier : évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. Hypothèse d'écoulement dans un milieu poreux homogène circulaire isotrope d'épaisseur  $e_h$ .

complexe. Nous en proposons, figure 6.2, un schéma d'évolution. Toujours en échelle semi logarithmique, il est possible de définir une évolution enveloppe bilinéaire de la transmissivité fonction de la contrainte normale.

L'évolution peut être décrite comme suit : depuis une transmissivité initiale  $T_0$ , la transmissivité intrinsèque  $T$  décroît linéairement en échelle semi logarithmique, selon une pente  $\alpha$  jusqu'à fermeture de l'interface pour une contrainte  $\sigma_f$  au delà de laquelle il n'y a plus d'écoulement. La dite fermeture peut être considérée comme la première ou comme une fermeture ultérieure, faisant suite à une ou plusieurs réouvertures d'interface.

De quoi dépendent les paramètres  $T_0$ ,  $\alpha$  et  $\sigma_f$  ? Vu l'importante dispersion des résultats, il est délicat de dégager expérimentalement l'influence des paramètres recensés par la suite. Nous ne proposons donc qu'une analyse qualitative suite aux phénomènes observés :

$T_0$  dépend :

- du débit initial  $Q_i$  (cf. essais 1BR60, 2BR60, 3BR60 et 4BR60) : plus le débit est élevé, plus la transmissivité est élevée,
- de la rugosité de l'éponte supérieure tant que l'écoulement ne se fait pas à surface libre. En effet, les vides (et donc la rugosité) conditionnent directement la transmissivité. Plus la rugosité est élevée, plus  $T_0$  est élevée.

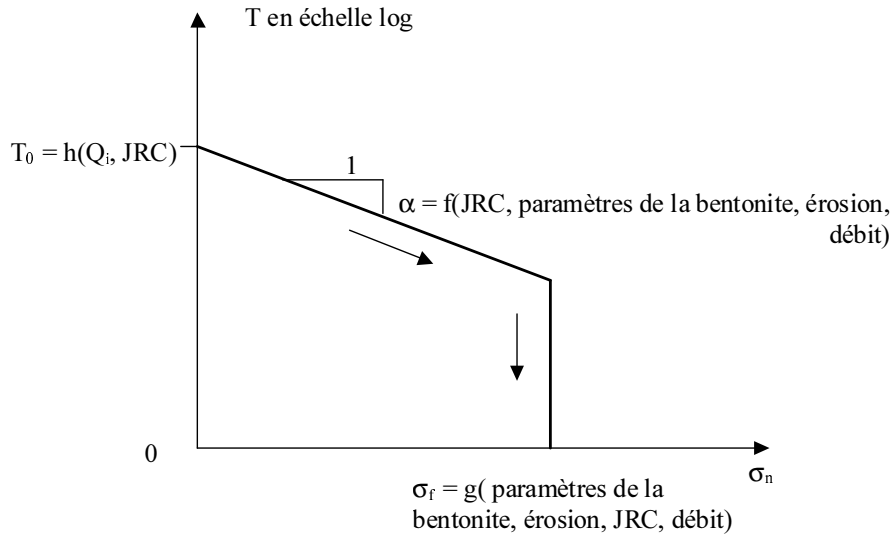


FIG. 6.2 – Schéma d'évolution de la transmissivité d'une interface AB en fonction de la contrainte normale. Mise en évidence des paramètres permettant de décrire l'enveloppe. L'évolution suit une loi du type :  $\frac{Ln(T)}{Ln(T_0)} = \alpha \cdot (\sigma_n - \sigma_{n0})$

$\alpha$  et  $\sigma_f$  dépendent :

- des paramètres mécaniques de la bentonite. Les déformations élastiques ne suffisent pas pour combler les vides de l'interface. Par ailleurs, nous avons vu qu'il existe des déformations plastiques locales sur l'interface en fin d'essai. Ce sont donc les paramètres décrivant la résistance mécanique de la bentonite qui influent sur  $\alpha$  :  $E$ ,  $c$ ,  $\nu$ ,  $\phi$  et  $\psi$ . A noter que le degré de saturation  $S$  influe sur le domaine plastique de l'argile (Alonso et al. [6], Blatz et al [21], Wiebe et al [189]). En ce sens,  $S$  sera également un paramètre important pour l'évolution de la transmissivité avec la contrainte normale.

- de l'état de l'interface et donc de l'érosion : plus l'interface est creusée, moins la transmissivité décroît lors de l'augmentation de contrainte normale,

- du débit,

- de la rugosité de l'éponte rocheuse : si les vides sont nombreux et importants, leur décroissance sera plus faible que dans le cas d'une interface avec peu de vides au départ. Par ailleurs, la fermeture de l'interface a eu lieu pour  $\sigma_n = 0.3$  MPa pour l'éponte rocheuse lisse de l'essai 7BR90 quand elle est généralement observée entre 3 et 5 MPa pour les épontes de type 1 (cf. § résultats des essais de cisaillement).

Pour un cas d'application pratique, la courbe telle qu'elle est présentée figure 6.2 n'est pas utilisable. En effet, comment combiner in situ augmentation de niveau de contrainte, fonction du temps, et érosion, fonction du temps et du débit ? Dès lors, nous choisissons de décrire une évolution sans fermeture (i.e : l'érosion empêche la fermeture), cela correspond à la droite tangente tracée sur la courbe de réponse hydromécanique de l'essai 2BR90 représentée figure 6.3. Il faut considérer qu'il s'agit d'une courbe enveloppe maximale permettant d'avoir un ordre de grandeur de la transmissivité de l'interface et qui prend en compte le fait que le phénomène d'ouverture de l'interface sous un fort gradient de pression existe. En effet, l'approximation linéaire est faite

sur la base du comportement "réouvert" de l'interface.

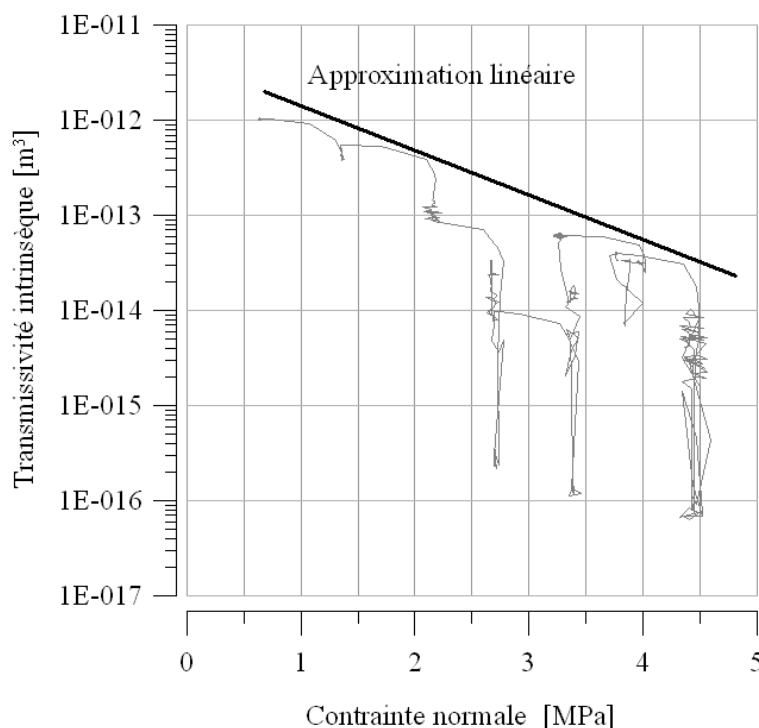


FIG. 6.3 – Evolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale lors de l'essai 2BR90 comportant deux phases de fermeture/ouverture. L'approximation linéaire permet de décrire la décroissance de la transmissivité avec la contrainte normale mais ne prend pas en compte les fermetures d'interface.

Essais	1BR50	1BR60	1BR70	1BR80	1BR90	1BS80
$\alpha$	0.7	0.43	0.91	0.52	0.7	0.42
Essais	2BR50	2BR60	2BR70	3BR80	2BR90	4BS50
$\alpha$	0.31	0.59	0.71	0.65	1.08	0.61
Essais	2BS60	2BS70	2BS80	2BS90	3BR60	4BR60
$\alpha$	0.67	0.96	1.3	0.59	0.75	0.65

TAB. 6.1 – Coefficient  $\alpha$  de diminution de transmissivité intrinsèque avec le niveau de contrainte normale pour des interfaces argilite bentonite en compression hydromécanique. Les valeurs correspondent à une enveloppe du comportement post érosion pour laquelle on a  $\frac{Ln(T)}{Ln(T_0)} = \alpha \cdot (\sigma_n - \sigma_{n0})$

Matériau d'interface	BS ou BR	BC50	Mortier avec rejet
$\alpha$ Moyen	0.7	0.1	0.126
Ecart type sur $\alpha$	0.24	0.04	0.04

TAB. 6.2 – Moyenne et écart type des mesures effectuées sur les valeurs du coefficient  $\alpha$  de diminution de transmissivité intrinsèque avec le niveau de contrainte normale des interfaces Argilite Bentonite (tels qu'issus du tableau 6.1), Argilite Ciment et Argilite Mortier.

Les valeurs de pentes recensées dans le tableau 6.1 sont celles des droites enveloppes semblables à celle présentée figure 6.3. On évite ainsi toute interprétation sur le choix de la linéarisation. De plus, nous nous plaçons en sécurité dans le sens où la transmissivité réelle est majorée par notre

estimation.

La répartition des pentes pour nos 18 essais (1BS50, 1BS60 et série BC non comptabilisés parmi ces essais) est fournie figure 6.4. La moyenne est de 0.7 et l'écart type de 0.24. Nous y ajoutons les valeurs de  $\alpha$  obtenues sur la série BC50 et pour une interface argilite - mortier comme éléments de comparaison. Nous pouvons constater qu'à 50% massique de ciment, le mélange BC50 se comporte comme du mortier.

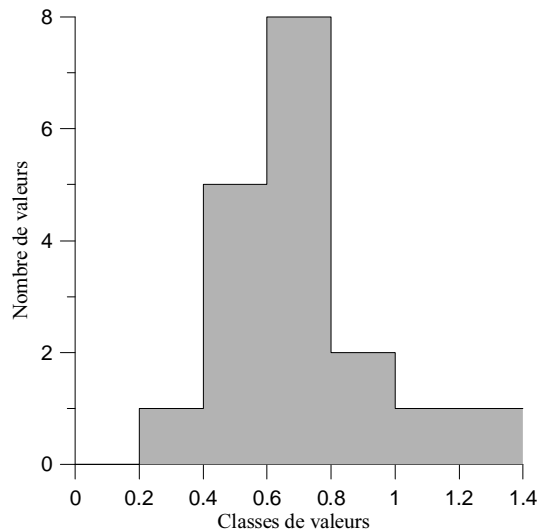


FIG. 6.4 – Résultats des essais sur les interfaces Argilite Bentonite : répartition par classes des valeurs du coefficient  $\alpha$  de diminution de transmissivité intrinsèque avec le niveau de contrainte normale, et fréquence des valeurs

## 6.2 Etude des débits percolant à travers une interface Argilite Bentonite

Nous pouvons alors étudier le rapport entre le débit d'eau percolant à travers la masse d'un géomatériau constitutifs d'un bouchon de scellement et le débit passant dans une interface périphérale de transmissivité intrinsèque  $T$ . Ce rapport est calculé en fonction de la perméabilité des géomatériaux en masse et pour différents niveaux de contrainte normale. Considérons un remplissage de la galerie par de la bentonite (figure 6.5) basé sur l'exemple du laboratoire souterrain de l'AECL (Dixon et al. [62]) avec les données suivantes :

- diamètre du bouchon (valeur arbitraire) :  $D = 2R = 6$  m,
- épaisseur de la zone rocheuse endommagée de  $1.2 \cdot R$ , d'où  $D_{edz} = 13.2$  m,
- fourchette de perméabilité intrinsèque des géomatériaux supposée homogène  $1E-20m^2 \leq K \leq 1E-18m^2$ ,
- gradient hydraulique sur l'épaisseur de la structure :  $i = grad(h)$

En imaginant une structure cylindrique pleine de diamètre  $D$ , le débit percolant à travers s'exprime comme suit en utilisant la loi de Darcy ( $K_b$  perméabilité intrinsèque de la bentonite) :

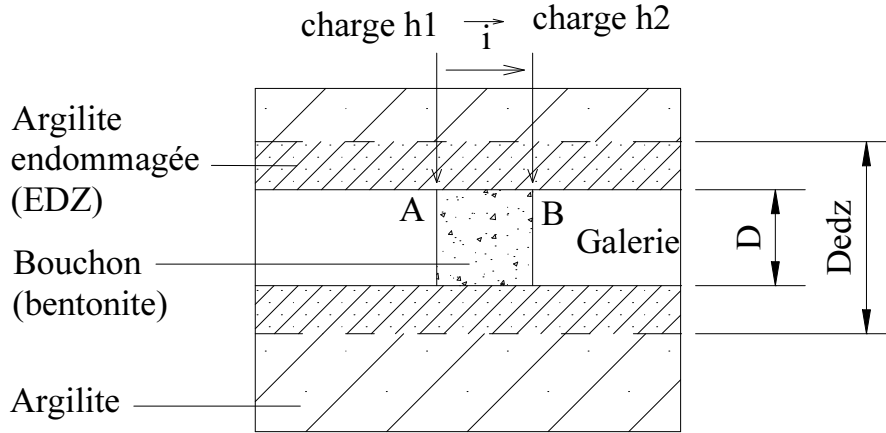


FIG. 6.5 – Application de l'étude hydromécanique des interfaces à l'étude des débits au voisinage d'un contact entre la bentonite utilisée en tant que matériau de remplissage et la roche environnante. Configuration utilisée pour cette étude. Ecoulement de la zone du point A vers la zone du point B sous l'effet du gradient hydraulique  $\vec{i}$ .

$$Q_b = K_b \frac{\gamma_w}{\mu} \cdot i \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (6.1)$$

Le débit percolant à travers l'interface, supposée de même épaisseur sur tout le pourtour du bouchon, s'exprime comme suit ( $K_i$  : perméabilité intrinsèque de l'interface,  $T$  : transmissivité intrinsèque de l'interface) :

$$Q_i = K_i \cdot e_h \cdot \frac{\gamma_w}{\mu} \cdot \pi \cdot D \cdot i = T \cdot \frac{\gamma_w}{\mu} \cdot \pi \cdot D \cdot i \quad (6.2)$$

en considérant la section d'écoulement comme un anneau de faible épaisseur équivalent à une bande de largeur  $e_h$  et de longueur  $\pi D$ . On peut donc calculer le ration  $\frac{Q_i}{Q_b}$  qui vaut :

$$\frac{Q_i}{Q_b} = \frac{4 \cdot T}{K_b \cdot D} \quad (6.3)$$

Si on considère désormais un anneau de roche endommagée, de diamètre extérieur  $D_{edz}$  et de diamètre intérieur  $D$ , au voisinage direct du remplissage, il est possible, en menant le même raisonnement que précédemment, de calculer le débit passant dans la roche. On a ( $K_r$  : perméabilité intrinsèque de la roche endommagée) :

$$Q_r = K_r \cdot \frac{\gamma_w}{\mu} \cdot i \cdot \frac{\pi \cdot (D_{edz}^2 - D^2)}{4} \quad (6.4)$$

On peut alors définir le rapport  $\frac{Q_i}{Q_r}$  comme suit :

$$\frac{Q_i}{Q_r} = \frac{4 \cdot T \cdot D}{K_r \cdot (D_{edz}^2 - D^2)} \quad (6.5)$$

Les résultats expérimentaux permettent d'évaluer l'évolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale. On a, pour la courbe enveloppe majorante, la loi empirique définie équation 6.6

$$T = T_0 \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n} \quad (6.6)$$

Nous prendrons  $\alpha = 0.7$  qui correspond à la valeur moyenne pour une interface argilite bentonite (tableau 6.2). Nous pouvons alors tracer l'évolution du ratio défini équation 6.3 en fonction de la perméabilité des géomatériaux et ceci pour différents niveaux de contraintes normales. Deux domaines sont mis en valeur : l'écoulement peut se faire essentiellement dans la bentonite ou dans l'interface selon la valeur de la perméabilité. Considérons trois niveaux de contraintes différents : 0 MPa et 12 MPa correspondant respectivement à l'état initial pour lequel l'interface n'est pas sollicitée et l'état final supposé pour lequel la contrainte sur l'interface vaut la contrainte lithostatique in situ avant excavation. Nous ajouterons un point intermédiaire à 6 MPa. L'équation 6.6 permet de calculer les valeurs de transmissivité recensées dans le tableau 6.3.

Loi $T=f(\sigma_n)$	$T = T_0 \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n}$		
Paramètre $\alpha$	0.7		
$\sigma_n$ [MPa]	0	6	12
T [ $m^3$ ]	1E-11	1.5E-13	2.2E-15

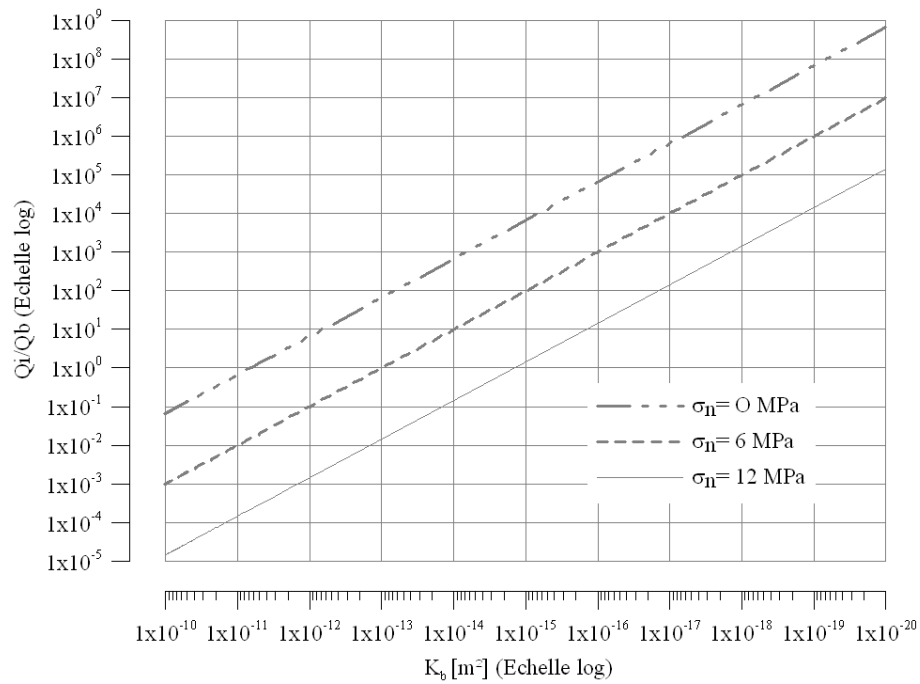
TAB. 6.3 – Différentes valeurs de transmissivité de l'interface AB sous trois niveaux de contrainte normale calculées avec la loi d'évolution proposée ( $T = T_0 \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n}$ ) pour  $T_0 \approx 1E - 11m^3$ .

Nous considérons ici le cas le plus défavorable pour lequel il y a des phases d'érosion successives et pas de fermeture de l'interface. Dès lors, nous pouvons tracer l'évolution des rapports  $\frac{Q_i}{Q_b}$  et  $\frac{Q_i}{Q_r}$  en fonction de la perméabilité des géomatériaux.

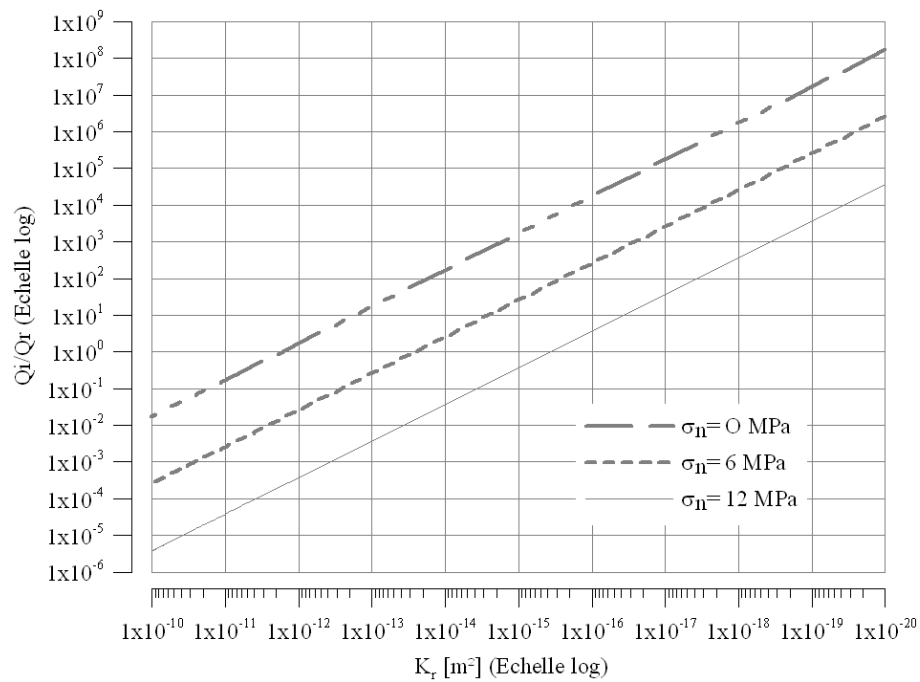
D'après la littérature sur le sujet, on estime la perméabilité intrinsèque de la bentonite compactée située entre  $1E-18$  et  $1E-20 m^2$ . En ce qui concerne la roche endommagée, Coste et al [47] montrent que la perméabilité intrinsèque de la roche saine peut augmenter de deux ordres de grandeur par suite d'endommagement (passage de  $2E-22 m^2$  à  $1E-20 m^2$ ) sans pour autant préciser si cette perméabilité correspond à celle de l'EDZ. Borgesson et al. [23] considèrent de même que la perméabilité de la roche endommagée est 100 fois supérieure à celle de la roche intacte. Missana et al [130] l'estiment quant à eux, à 2 voire 3 ordres de grandeur supérieure à la perméabilité de la bentonite compactée saturée. Ceci conduit à une perméabilité intrinsèque de l'ordre de  $1E-15$  à  $1E-18 m^2$ .

De ce fait et au regard des courbes de la figure 6.6 (a) et (b), nous pouvons penser que, pour la configuration choisie (figure 6.5) et en considérant la perméabilité la plus défavorable pour la roche endommagée ( $1E-18 m^2$ ) et pour le bouchon ( $1E-18 m^2$ ), l'écoulement se fait majoritairement dans l'interface quel que soit le niveau de contrainte normale (facteur 500 au minimum entre les débits dans le cas le plus défavorable). C'est ce qui a été observé dans le laboratoire souterrain de l'AEC [62]. Toutefois, la transmissivité mesurée des interfaces Argilite Bentonite est cantonnée à une rainure plus ou moins remplie. Dans une galerie, le réseau de rainures résultant d'une excavation par attaque ponctuelle serait probablement complexe, et en moyenne peu orienté dans la direction de l'écoulement. Par ailleurs, il peut être intéressant d'affiner l'étude dans la mesure où la perméabilité des géomatériaux n'est pas constante dans le temps. Ceci est imputable à plusieurs phénomènes : désaturation de la roche et endommagement qui en découle (Coste et al [47], Giraud et al [82]), recirculation de fluide et formation éventuelle de calcite,





(a)



(b)

FIG. 6.6 – Ratios  $\frac{Q_i}{Q_b}$  (graphique (a)) et  $\frac{Q_i}{Q_r}$  (graphique (b)) en fonction de la perméabilité intrinsèque du bouchon de bentonite  $K_b$  ou de la roche endommagée  $K_r$  pour trois niveaux de contrainte normale : 0, 6 et 12 MPa. Cas d'une interface AB. Rayon R du bouchon : 3 m, épaisseur de l'EDZ : 1.2 R.

altération d'origine chimique, physique ou biologique (Graham et al [84]) de la bentonite. Puis, nous n'avons pas pris en compte une éventuelle fermeture d'interface ni la pénétration de la bentonite dans les interstices de la roche suite au gonflement (Grindrod [87]) qui diminuerait la

transmissivité de l'interface et modifierait les ratios. Ceci dit, Pusch [155] a montré que la bentonite pénétrant les fissures de la roche pouvait être érodée et vu que les débits sont concentrés dans l'interface, ce scénario est fortement probable. On se rend compte ici de la complexité de ce problème d'interface

### 6.3 Etude des débits percolant à travers une interface Argilite Mortier avec rejet latéral

Avant d'appliquer la même démarche que précédemment aux interfaces AM avec rejet latéral (celles sans rejet sont fortement improbables in situ), il est nécessaire d'éclaircir un point. L'expression des résultats (paragraphe 4.5.3) prend en compte la géométrie d'écoulement la plus adaptée au cas d'étude. Ainsi, nous avons choisi de décrire un écoulement dans un milieu poreux homogène isotrope annulaire lorsque la géométrie exacte de l'écoulement est inconnue. Puis, suite aux observations expérimentales, vu que l'écoulement se localise dans une rainure pour les interfaces Argilite Bentonite, un élément de milieu poreux homogène isotrope parallélépipédique nous paraissait plus adapté. Le fait est que, dans ce chapitre, ces deux configurations différentes ne permettent pas de mener une étude comparative. Nous allons donc ponctuellement apporter une correction à la valeur de transmissivité initiale des interfaces AM basée sur les deux expressions de transmissivité intrinsèque.

Rappelons que ces expressions sont pour un écoulement dans une rainure de longueur  $r_e - r_i$  :

$$T_{AB} = \frac{Q}{\Delta P} \frac{r_e - r_i}{L} \cdot \mu$$

et pour un écoulement radial dans un joint annulaire de diamètre intérieur  $r_i$ , extérieur  $r_e$  :

$$T_{AM} = \frac{Q}{\Delta P} \frac{\ln(r_e/r_i)}{2\pi} \cdot \mu$$

Il existe donc un facteur de correction :

$$\frac{T_{AB}}{T_{AM}} = \frac{r_e - r_i}{L} \cdot \frac{2\pi}{\ln(r_e/r_i)} = 72$$

avec les valeurs suivantes :  $r_e=31.5$  mm,  $r_i=2.5$ mm,  $L=1$ mm.

Ceci précisé, utilisons les résultats de linéarisation de comportement présentés paragraphe 5.2.3.3 dont nous rappelons tableau 6.4 les principaux éléments.

Les valeurs des ratios  $\frac{Q_i}{Q_b}$  et  $\frac{Q_i}{Q_r}$  calculés au paragraphe 6.2 sont également utilisables ici puisque la configuration figure 6.5 est toujours valide. On a alors :

$$\frac{Q_i}{Q_b} = \frac{4 \cdot T}{K_b \cdot D}$$

$T_0$ [ $m^3$ ]	$T_0$ corrigée [ $m^3$ ]	$\bar{\alpha}$	$\sigma_\alpha$	$\alpha_{min}$	$\alpha_{max}$
1E-14	$\approx 1E-12$	0.12	0.04	0.076	0.184

TAB. 6.4 – Résultats de linéarisation de comportement hydromécanique des interfaces AM avec rejet, initialement présentés paragraphe 5.2.3.3 : valeurs de transmissivité initiale, transmissivité initiale corrigée pour la comparaison, valeur moyenne du coefficient  $\alpha$  de diminution de transmissivité avec le niveau de contrainte normale, écart type, valeurs minimale et maximale.

Loi $T=f(\sigma_n)$	$T = T_0 \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n}$		
Paramètre $\alpha$	0.12		
$\sigma_n$ [MPa]	0	6	12
$T$ [ $m^3$ ]	1E-12	4.8E-13	2.3E-13

TAB. 6.5 – Calculs des différentes valeurs de transmissivité de l'interface AM avec rejet latéral sous trois niveaux de contrainte normale calculées avec la loi d'évolution proposée ( $T = T_0 \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n}$ ) pour  $T_0 \approx 1E - 12m^3$  (valeur corrigée pour la comparaison).

$$\frac{Q_i}{Q_r} = \frac{4 \cdot T \cdot D}{K_r \cdot (D_{edz}^2 - D^2)}$$

avec

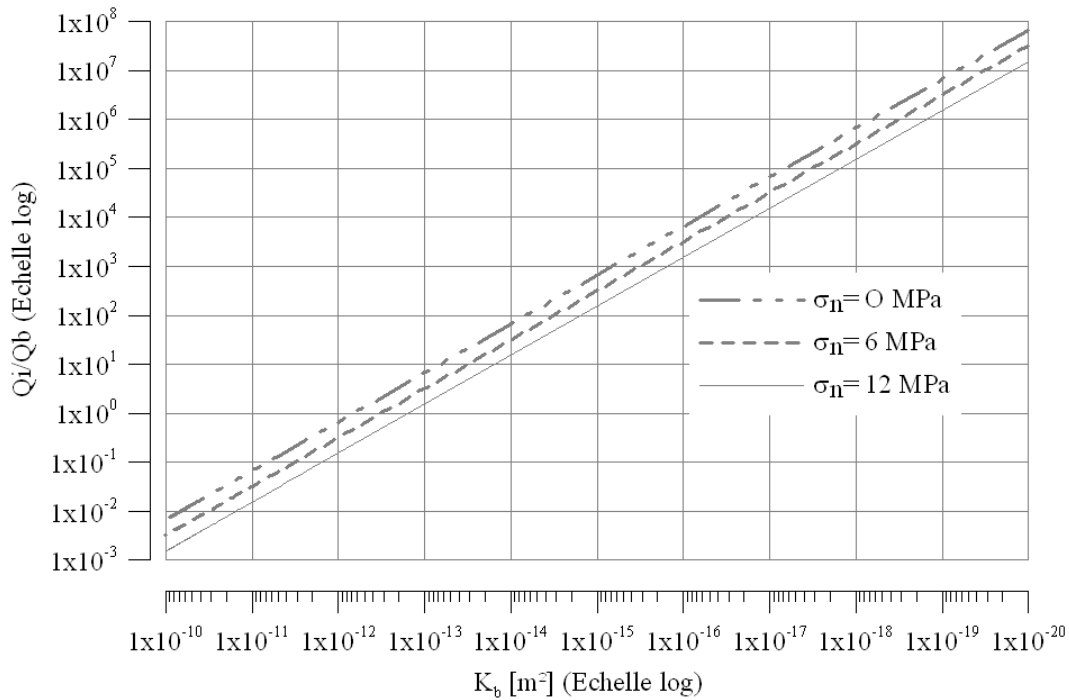
- $T$  : transmissivité intrinsèque de l'interface sous le niveau de contrainte choisi,
- $K_b$  : perméabilité intrinsèque du bouchon,
- :  $K_r$  : perméabilité intrinsèque de la roche endommagée,
- $D$  : diamètre du bouchon (6 m),
- $D_{edz}$  : diamètre de la zone endommagée (13.2 m).

Les courbes représentées figure 6.7 sont plus resserrées que dans le cas de l'interface AB. Ceci est dû à la valeur du coefficient  $\alpha$  traduisant la diminution de la transmissivité avec le niveau de contrainte normale, plus faible pour les interfaces AM que pour les interfaces AB. Cette faible variation de transmissivité n'entraîne qu'une faible variation des ratios.

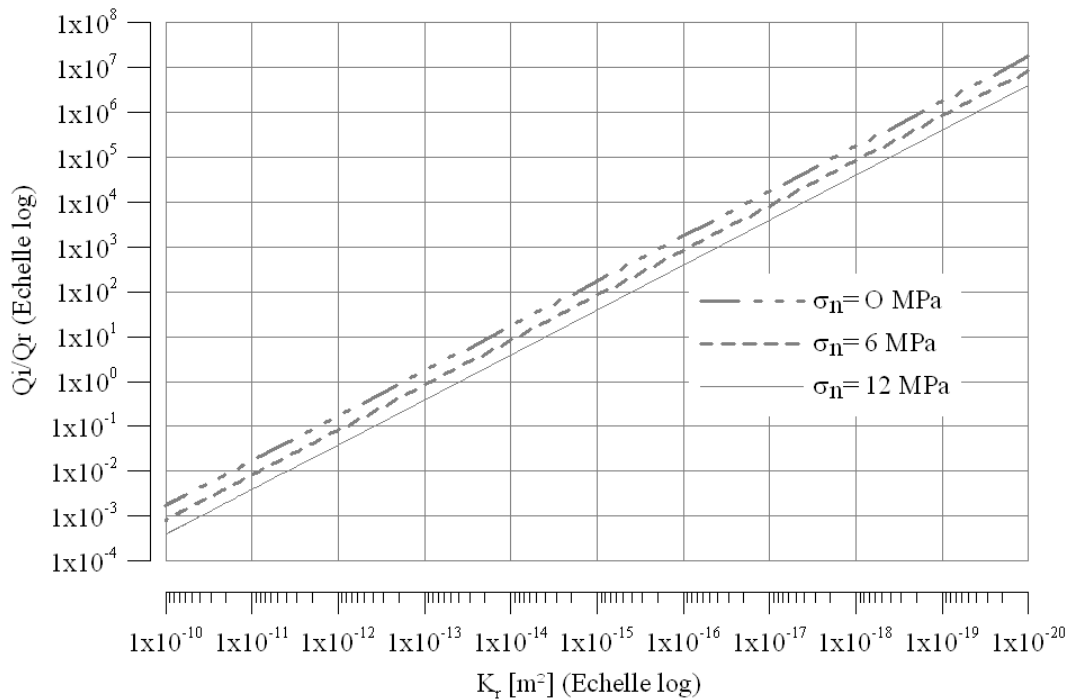
Par ailleurs, on voit que les ratios sont beaucoup élevés que précédemment. Avec ce type d'interface, en considérant la perméabilité la plus grande relevée dans la littérature pour le béton ( $1E-18 m^2$ ) et la roche endommagée ( $1E-18 m^2$ ), il existe un facteur  $10^4$  minimum entre les débits dans l'interface et dans les géomatériaux (i.e  $\frac{Q_i}{Q_b} \geq 1E5$  et  $\frac{Q_i}{Q_r} \geq 1E4$ ).

La différence entre les deux types d'interfaces provient des linéarisations effectuées. En effet, si on représente les deux évolutions sur le même graphique (figure 6.8), on remarque que l'interface AB, bien qu'ayant une transmissivité initiale plus élevée (probablement due à la rugosité des épontes), se referme bien plus que l'interface AM.

D'une façon générale, ces observations laissent présager d'un écoulement localisé, là encore, dans l'interface qui fonctionne finalement comme un drain. De même, il peut être intéressant de s'intéresser à l'évolution de la perméabilité des géomatériaux qui ne saurait être constante. Outre les phénomènes intervenant dans la roche, la partie béton elle même peut subir une dégradation dans le temps qui modifie certainement ses propriétés hydromécaniques. Nous menons en ce sens de nouvelles investigations concernant une interface Argilite - Béton dégradé afin de déterminer



(a)



(b)

FIG. 6.7 – Ratios  $\frac{Q_i}{Q_b}$  (graphique (a)) et  $\frac{Q_i}{Q_r}$  (graphique (b)) en fonction de la perméabilité intrinsèque du bouchon de béton  $K_b$  ou de la roche endommagée  $K_r$ , pour trois niveaux de contrainte normale : 0, 6 et 12 MPa. Cas d’une interface AM avec rejet latéral. Rayon R du bouchon : 3 m, épaisseur de l’EDZ : 1.2 R.

l’influence de la dégradation du béton sur le comportement hydromécanique de l’interface.

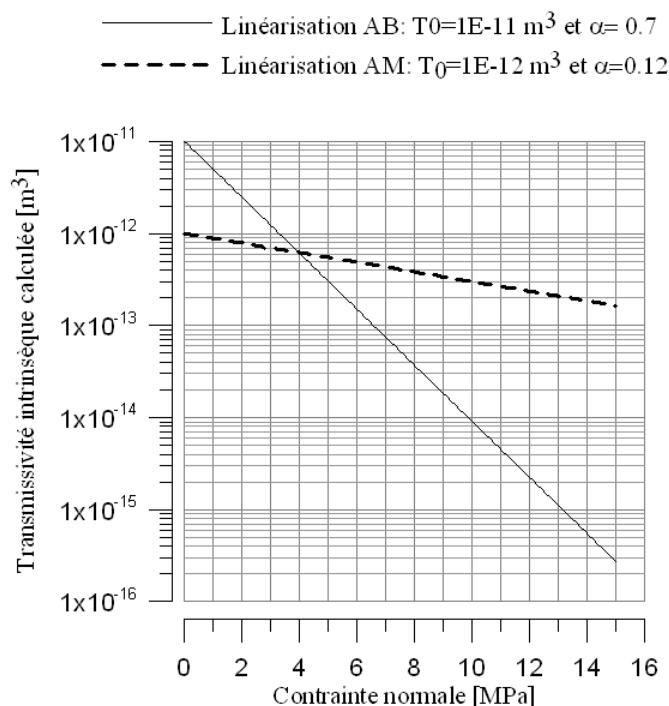


FIG. 6.8 – Evolutions calculées de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale pour les interfaces AM avec rejet et AB. Loi d'évolution utilisée :  $T = T_0 \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n}$ .

## 6.4 Conclusions

Nous avons proposé dans ce chapitre, une étude comparative des débits pouvant s'écouler dans les géomatériaux en contact et dans l'interface pour une configuration et un niveau de contrainte géostatique donnés. Ceci ne s'applique pas qu'à un contact bouchon/roche hôte mais est extrapolable à tout élément de structure en béton susceptible d'être en contact avec la roche.

Bien sûr, cette étude est une première approche car nous ne nous soucions pas d'effet d'échelle et les matériaux de laboratoire ne sauraient correspondre exactement aux matériaux in situ. En outre, nous avons fait une hypothèse quant à la géométrie de l'écoulement. Or nous ne connaissons pas la géométrie de l'éponte rocheuse in situ (figure 6.9) et ne savons donc pas si la valeur de la transmissivité initiale est adaptée. Le fait est que, si on considère des transmissivités initiales plus grandes, cela corrobore nos résultats. Par ailleurs, si l'on suppose une transmissivité initiale de  $1E^{-16}m^3$ , jamais observée, on a encore des ratios  $Q_i/Q_b$  et  $Q_i/Q_r$  de l'ordre de 100 (i.e : un écoulement localisé dans l'interface).

Cette étude met donc en évidence le fait que, pour la loi d'évolution choisie, les écoulements se font préférentiellement dans l'interface, qu'elle soit de type AM ou AB. Notons toutefois une différence : l'interface AM se referme beaucoup moins que l'interface AB d'où des ratios  $Q_i/Q_b$  et  $Q_i/Q_r$  plus importants pour le contact AM.

La loi d'évolution ne prend pas en compte deux phénomènes antagonistes : la pénétration de la bentonite dans la roche par gonflement et l'érosion, fortement probable vu la localisation des écoulements dans l'interface (on se rapproche des conditions hydrauliques expérimentales).

Ajoutons qu'en connaissant l'évolution de l'état de contrainte sur l'interface en fonction du temps

et l'évolution de la perméabilité des géomatériaux, il serait possible d'affiner l'étude. Par ailleurs, pour s'assurer de la validité de ce calcul, il convient de faire un essai avec une éponte de roche de plus grande rugosité pour adapter éventuellement la loi de décroissance de la transmissivité à la rugosité de la roche.

Pour finir, nous poserons le problème du cisaillement. Une des sollicitations attendues in situ est le cisaillement de l'interface au cours de la convergence de la galerie. Si la compression tend à faire diminuer la transmissivité, l'effet du cisaillement est complexe et dépend essentiellement de la rugosité de la roche et des paramètres mécaniques de la bentonite. Ce sont ces deux éléments qui piloteront l'ensemble des vides de l'interface. Dans un premier temps, et pour plus de sécurité, il faut considérer que la transmissivité durant le cisaillement est égale à la transmissivité initiale (observations expérimentales). On peut alors se reporter à la courbe correspondant à  $\sigma_n = 0$  MPa de notre étude.



(a)



(b)

FIG. 6.9 – Photographies réalisées au Mont Terri par M. Boulon. (a) Rainures faites dans la roche lors de l'excavation de la niche par attaque ponctuelle. (b) Tête de la machine à attaque ponctuelle. Diamètre de la tête de l'ordre de 70 cm.

---

## Éléments de modélisation numérique hydromécanique

---

Pour compléter le travail expérimental effectué sur diverses interfaces et dans le but de mieux comprendre ou expliquer certains phénomènes, nous avons mené plusieurs modélisations numériques. Ce chapitre sera l'occasion d'exposer, dans un premier temps, un calcul de consolidation axisymétrique menant à une évaluation par encadrement de la perméabilité des échantillons de bentonite compactée. Puis, nous présenterons la simulation des déformations sous contrainte contact argilite bentonite ramené à une "demi maille élémentaire". Ce calcul qui permet de déterminer la pénétration de la bentonite dans les rainures de la roche sous l'effet de la compression est le prélude à la modélisation de l'écoulement, utilisant le logiciel Fluent. En effet, nous déterminons l'espace des vides résultant d'une compression puis nous simulons un écoulement dans cet espace des vides, avec les conditions expérimentales de pression. L'objectif est de suivre l'évolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale et de valider les observations expérimentales relatives à la fermeture de l'interface et à l'érosion de la bentonite. Fluent nous a permis de traiter le problème avec les équations de Navier Stokes, base de la mécanique des fluides. Nous en profiterons également pour discuter un certain nombre d'hypothèses admises et de conclusions auxquelles nous avons abouti.

### 7.1 Présentation succincte des logiciels utilisés

Nous avons choisi d'utiliser des codes de calcul commerciaux classiques dont les capacités et les domaines de calcul sont étendus plutôt que des codes moins courants, souvent moins conviviaux. Notre choix s'est porté sur Abaqus pour la partie mécanique et sur Fluent pour la partie hydraulique. Si ces deux logiciels ont déjà fait leurs preuves et sont adaptés à notre problème découpé, un des inconvénients majeur est de ne pas pouvoir modifier le code source pour le faire évoluer en fonction de nos besoins. En ce sens, nous avons plus mené des simulations numériques qu'effectué de modélisation au sens propre du terme.



Abaqus est un code de calcul aux éléments finis. Nous ne rentrerons pas ici dans le détail de la méthode aux éléments finis, pour plus d'informations on pourra se référer aux nombreux ouvrages disponibles sur le sujet. Outre les larges champs d'applications, l'intérêt de ce code est de permettre des calculs en grands déplacements pour lesquels la matrice de rigidité est actualisée sur la configuration déformée et de pouvoir définir des interactions de contact entre plusieurs solides. Ceci nous a permis de créer un contact frottant entre la bentonite et l'argilite.

Le code Fluent, basé sur la méthode aux volumes finis, est largement utilisé, notamment par les industriels, car il permet de nombreux calculs de mécanique des fluides et de transferts de chaleur. Ce code est certainement le plus répandu pour les problèmes de mécanique des fluides et c'est pourquoi nous l'avons choisi. Bien évidemment, le préprocesseur associé (GAMBIT dans notre cas), permet de construire des géométries 2D ou 3D que Fluent traite par la suite.

Pour tout renseignement complémentaire relatif aux logiciels, il est possible de se référer aux manuels d'utilisateurs des codes de calcul (Abaqus Theory Manual [91], Fluent User's guide [1]).

## 7.2 Calcul de Consolidation

### 7.2.1 présentation du problème

Nous supposons, dans notre étude du comportement hydromécanique des interfaces, que le fluide ne transite que dans cette interface et non dans la masse des échantillons (argilite ou bentonite). L'ordre de grandeur des perméabilités de la roche et de la bentonite permettent d'affirmer cela (les perméabilités intrinsèques de ce genre de matériau sont, dans la littérature, inférieures à  $1E^{-19} m^2$ ). Toutefois, si la perméabilité de l'argilite de Tournemire est inférieure à  $1E^{-19} m^2$ , nous ne connaissons pas la perméabilité des échantillons de bentonite tels que nous les compactons. Or la perméabilité de la bentonite dépend du poids volumique et de l'indice des vides (Borgesson [26], Chapuis [38]).

Suite au processus de mise en forme des échantillons, le poids volumique de la bentonite varie entre 13 et 20 kN/m<sup>3</sup> (tableau récapitulatif des échantillons 4.13). Il est délicat de déterminer la perméabilité de tels échantillons avec les essais classiques de laboratoire (le temps d'essai en régime permanent est extrêmement élevé et le fluide sous pression peut perturber l'échantillon).

Nous avons donc opté pour une autre solution. Suite à un des deux essais oedométriques réalisés (cf. tableau 4.9), nous avons soumis l'échantillon à une charge instantanée constante de 2 MPa. Conformément à la théorie de la consolidation, il existe alors un tassement de l'échantillon en fonction du temps qui dépend de la perméabilité du matériau et que nous avons enregistré. La simulation, sous ABAQUS, du processus de consolidation axisymétrique permet de retrouver l'évolution du déplacement vertical en fonction du temps.

#### 7.2.1.1 Géométrie du problème et maillage

En ce qui concerne l'expérience menée, il s'agit d'appliquer, grâce à la BCR3D, une contrainte normale constante sur une cellule oedométrique. La cellule utilisée est un moule oedométrique normalisé de diamètre intérieur 70 mm. L'échantillon saturé est de hauteur 10 mm et l'eau peut

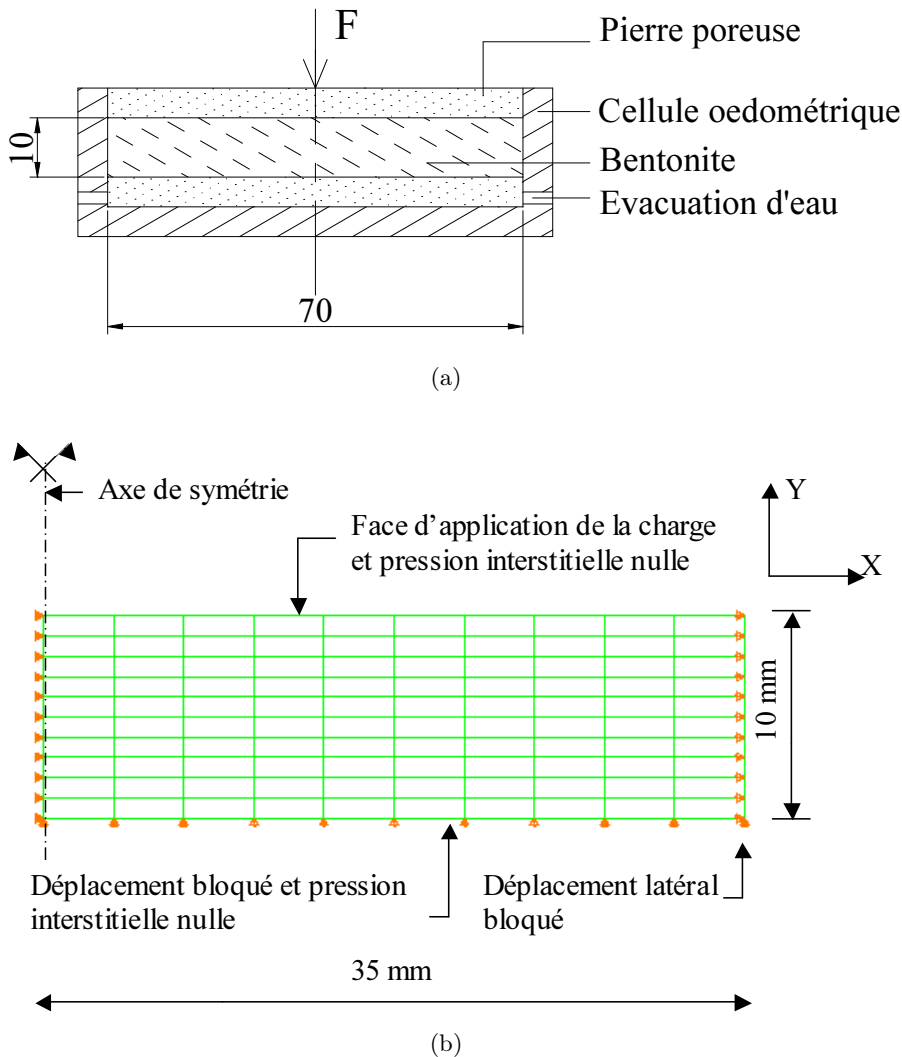


FIG. 7.1 – Calcul de consolidation axisymétrique. (a) Géométrie du problème modélisé. 100 éléments axisymétriques à 4 noeuds. Cotes en mm (b) Représentation du maillage et conditions aux limites utilisées.

s'échapper par deux pierres poreuses saturées situées en pied et en tête d'échantillon. Il s'agit de la configuration classique de l'essai oedométrique (figure 7.1 (a)).

La modélisation reprend la géométrie et les dimensions du problème réel (figure 7.1 (b)). Les éléments axisymétriques à 4 noeuds en déplacements utilisés permettent de décrire un milieu poreux saturé (les pressions étant calculées aux noeuds). les deux faces horizontales de l'échantillon sont des faces de drainage sur lesquelles la pression est nulle (pierres poreuses saturées). Notons que le frottement sur la paroi intérieure du moule, vraisemblablement très faible, n'est ni connu ni pris en compte dans la modélisation par Abaqus.

### 7.2.1.2 Résultats obtenus

La théorie de la consolidation stipule que la déformation instantanée de l'échantillon est nulle or ce n'est pas le cas lors de notre essai. Toutefois, l'échantillon ayant été déplacé d'un bâti

de chargement à l'autre, nous ne mettons pas cette différence sur le compte d'une saturation imparfaite de l'échantillon mais bien sur le jeu parasite créée lors du démontage, déplacement et remontage de l'échantillon dans la BCR3D. La courbe mécanique que l'on cherche à retrouver par la modélisation est la réponse mécanique décalée de la déformation initiale.

Plusieurs paramètres interviennent dans ce calcul. Si nous avons vérifié, dans une gamme de valeurs réalistes, que certains paramètres n'ont pas d'influence (cohésion, angle de frottement interne, angle de dilatance), le module d'Young drainé et le coefficient de Poisson permettent de définir le tassement final et la perméabilité du matériau régit la façon de l'atteindre.

Nous avons donc calé les paramètres mécaniques  $E'$  et  $\nu$  afin d'obtenir la déformation finale correcte, puis nous avons calé la perméabilité de façon à obtenir deux courbes de tassement calculé permettant d'encadrer la courbe expérimentale. Les résultats présentés figure 7.2 sont obtenus avec les valeurs de paramètres indiqués dans le tableau 7.1.

$E$ [MPa]	$c$ [kPa]	$\psi$ [°]	$\varphi$ [°]	$\nu$	$K_{min}$ [ $m^2$ ]	$K_{max}$ [ $m^2$ ]
27	120	5	24	0.3	$1E-19$	$2E-19$

TAB. 7.1 – Paramètres mécaniques retenus pour le calcul de consolidation

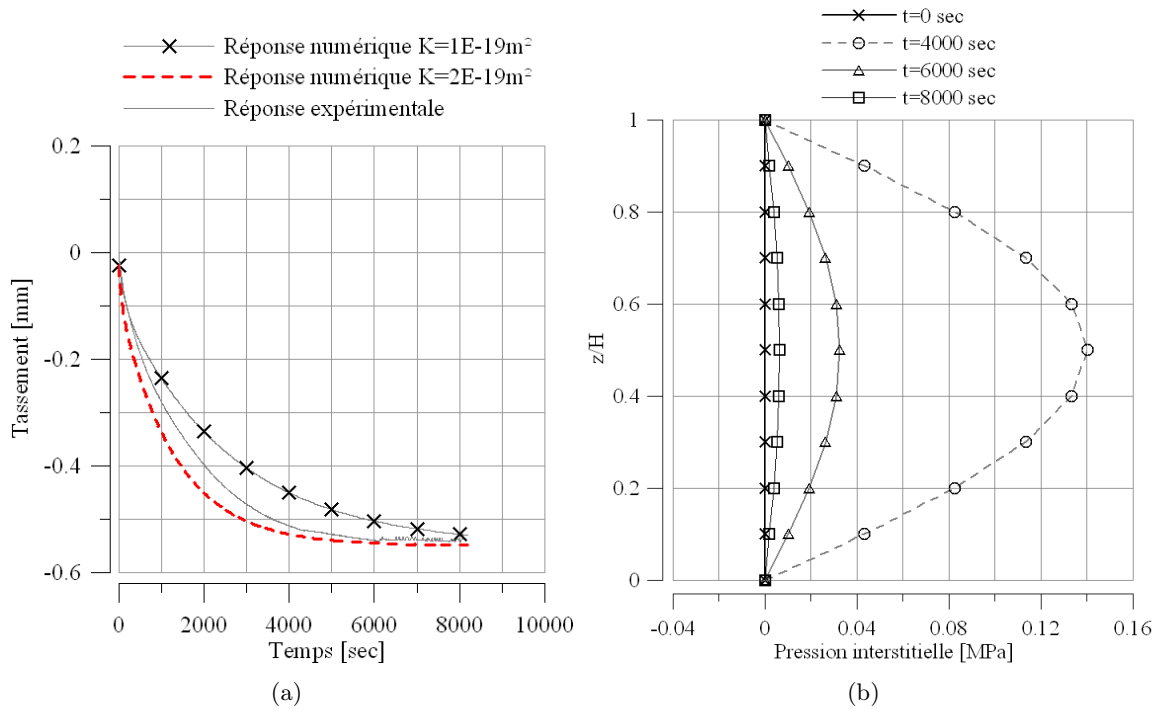


FIG. 7.2 – (a) Evolutions expérimentale et numériques du tassement de l'échantillon en fonction du temps. Encadrement de la réponse expérimentale pour deux valeurs de perméabilité intrinsèque et  $K = 2E^{-19}m^2$ . (b) Répartition de pression interstitielle dans l'épaisseur de l'échantillon (exprimée en fonction de  $z/H$ ) à différents temps de calcul pour une perméabilité intrinsèque de  $K = 1E^{-19}m^2$ .  $H$  est la hauteur d'échantillon et  $z$  l'ordonnée du point considéré dans l'échantillon ( $z=0$  en face inférieure).

La déformation finale à atteindre est 54% (tassement de 5.4 mm d'un échantillon initial de 10 mm d'épaisseur) en supprimant la composante initiale qui est censée être nulle. Un module d'Young de 27 MPa et un coefficient de poisson de 0.30 permettent d'atteindre cette déformation et les valeurs de perméabilité du matériau qui permettent d'encadrer la réponse expérimentale sont

$K_{min}$	$K_{max}$
$1E-19 \text{ m}^2$	$2E-19 \text{ m}^2$

TAB. 7.2 – Perméabilités intrinsèques obtenues par modélisation de la consolidation d'un échantillon de bentonite compactée. Ces perméabilités donnent un encadrement de la valeur expérimentale.

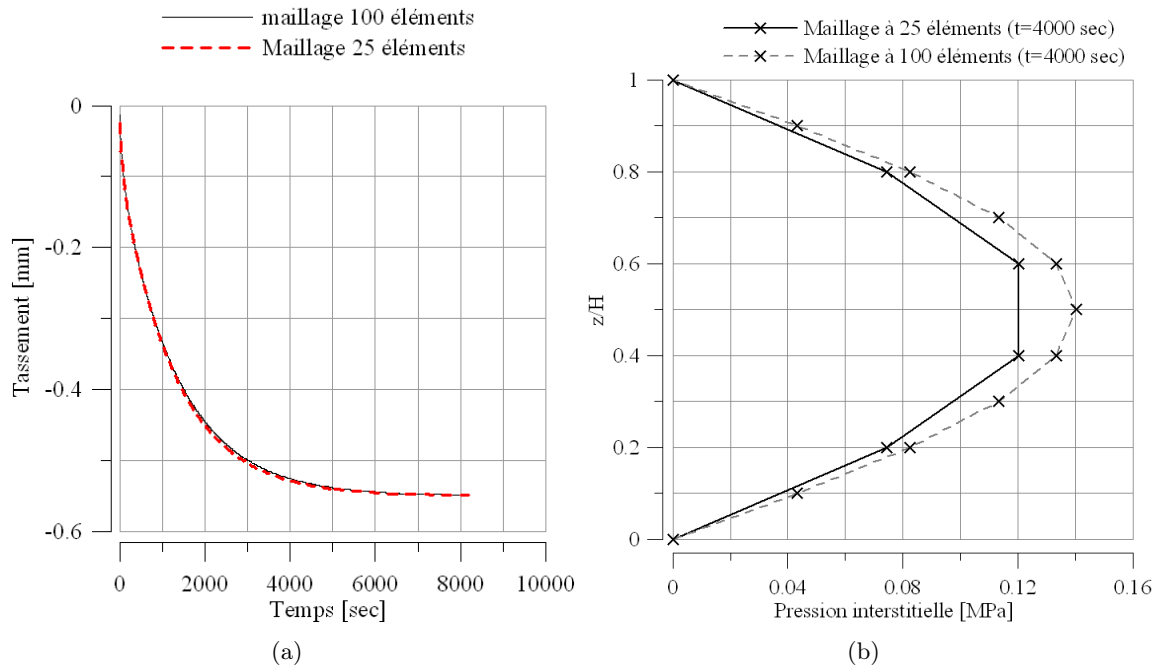


FIG. 7.3 – (a) Evolution du tassement de l'échantillon en fonction du temps pour deux maillages différents (b) Répartition de pression interstitielle dans l'épaisseur de l'échantillon (exprimée par  $z/H$ ) à une étape de calcul  $t=4000$  secondes pour les deux maillages (25 et 100 éléments). Les noeuds sont représentés par des croix.  $H$  est la hauteur d'échantillon et  $z$  l'ordonnée du point considéré dans l'échantillon ( $z=0$  en face inférieure).

$1E^{-19}m^2$  et  $2E^{-19}m^2$ . Ce sont des valeurs cohérentes avec ce que l'on trouve dans la littérature sur ce genre de matériau. Nous considérerons donc que la perméabilité de la bentonite compactée à 6 MPa a une perméabilité de l'ordre de  $1E-12 \text{ m/s}$  ou  $1E-19 \text{ m}^2$  en intrinsèque.

Notons que les valeurs mécaniques permettant de caler les résultats diffèrent des paramètres mécaniques retenus pour la modélisation du contact présenté au paragraphe suivant. Ceci est imputable au fait que nous considérons dans un cas un milieu biphasique et dans l'autre un milieu monophasique.

Afin de vérifier la validité du résultat, nous avons réalisé le calcul avec le même jeu de paramètres mais avec deux maillages différents de respectivement 100 et 25 éléments, c'est à dire 121 et 36 noeuds. Nous pouvons voir figure 7.3 qu'il n'y a pas de différence sensible entre les résultats des deux calculs, les courbes étant parfaitement superposées. Nous validerons donc la fourchette de résultats présentés tableau 7.2.

## 7.3 Simulation mécanique 2D du contact Argilite Bentonite

### 7.3.1 objectifs

Cette modélisation constitue la première partie de la simulation hydromécanique du contact. L'objectif est de comprendre l'influence des différents paramètres mécaniques :  $\nu$ ,  $\varphi$ ,  $\psi$ ,  $c$  et  $E$  sur le comportement de la bentonite et déterminer une section d'écoulement pour le fluide sous pression. En effet, pour cette première étude numérique qui n'est pas couplée, l'étape mécanique est préliminaire à l'étape hydraulique menée ultérieurement à l'aide de Fluent. Le calcul mécanique a pour but de déterminer la section de vides résultant de la pénétration partielle ou totale de la bentonite dans les rainures. De cette section sera extrudée une conduite de longueur 29 mm qui constituera la géométrie du canal hydraulique.

Nous pourrions, à l'aide du calcul mécanique, vérifier les hypothèses formulées suite aux essais concernant les déformations de la bentonite. Nous verrons finalement pourquoi ce modèle n'est pas suffisant pour étudier la réponse mécanique à une compression supérieure à 5 MPa, nous présenterons alors un moyen de pallier ce défaut.

### 7.3.2 Détails de la modélisation

#### 7.3.2.1 Géométrie

Nous avons vu, lors de la présentation des résultats expérimentaux des essais de compression simple hydromécanique, que la forme de l'écoulement est particulière. En effet, les rainures créées dans la roche engendrent un écoulement le long d'un rayon ou d'un diamètre depuis l'orifice d'injection. Cette géométrie est imposée par la rainure de la roche située au droit de l'orifice d'injection (figure 7.4 (a) et (b)).

Nous considérons pour ce problème qu'une rainure donnée n'influence pas la déformation de la bentonite dans les rainures voisines. Nous verrons que la plasticité se développe de façon très locale permettant ainsi de corroborer cette hypothèse. Ainsi, nous simplifions l'étude du contact en limitant la géométrie au voisinage de la rainure centrale. De plus, nous abordons cette étude en 2 dimensions et le plan PP, défini figure 7.4, est choisi comme plan d'étude. Vu les conditions aux limites expérimentales, pour un plan situé à mi rayon, il est possible de considérer des déformations planes et des déformations latérales bloquées (faces 4 et 2 de la figure 7.5).

Nous prendrons également en compte une partie roche dans laquelle est creusée une rainure de 1 mm de large et 0.8 mm de profondeur (profondeur maximale des rainures).

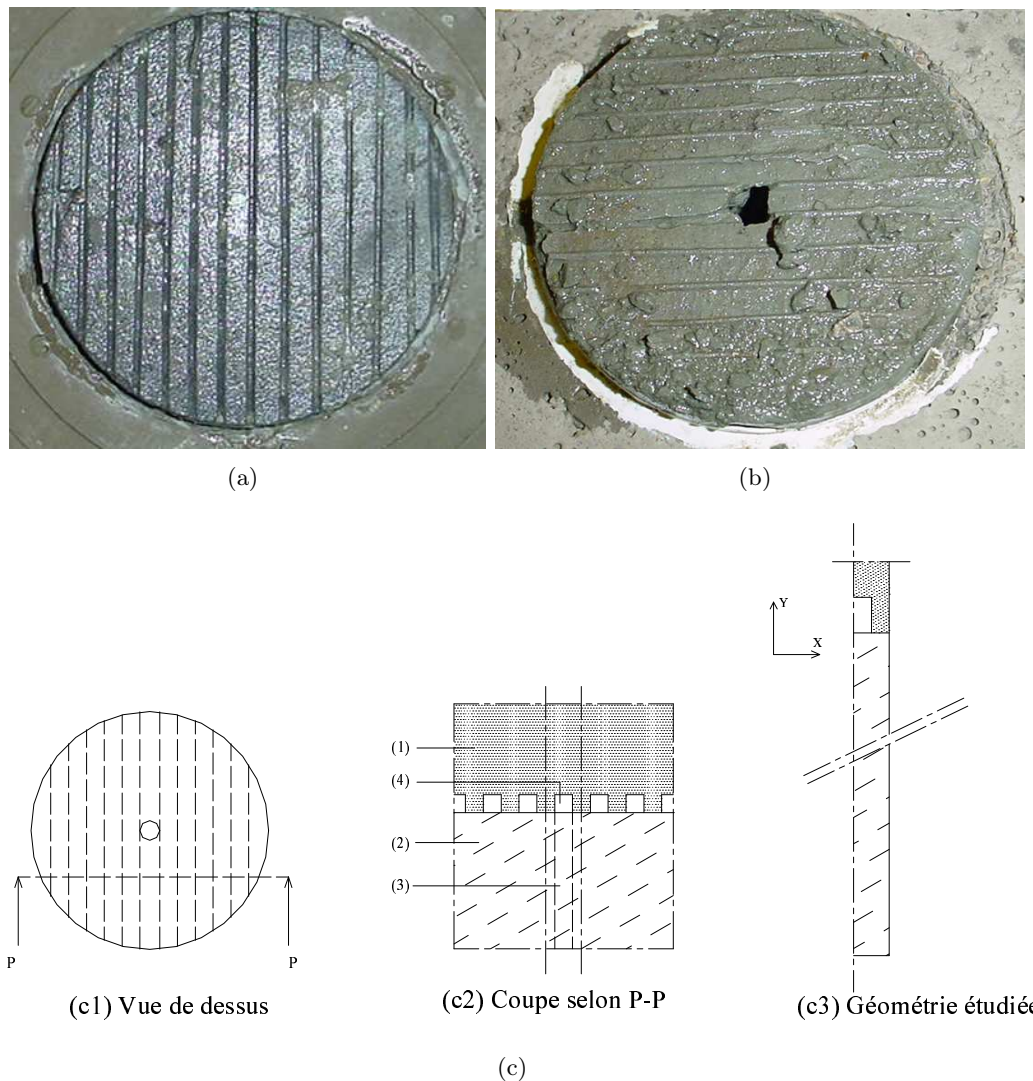


FIG. 7.4 – (a) et (b) : Photographies des deux épontes de l'échantillon 4BR60, mise en évidence des rainures pratiquées dans l'argilite (a) et des marques laissées sur la bentonite (b). (c1) Schéma en vue de dessus de l'interface avec le détail des rainures et localisation du plan d'étude PP. (c2) Coupe partielle de la masse de l'échantillon selon le plan PP. La roche (1) est en contact avec la bentonite (2). L'orifice d'injection (3) débouche dans la rainure centrale (4), c'est là que se localise l'écoulement. La partie modélisée de la structure se situe entre les traits d'axes verticaux. (c3) Détail de la géométrie étudiée qui servira de base au maillage du modèle. .

### 7.3.2.2 Maillage et conditions limites

Le problème est décrit par des éléments solides à 4 noeuds en déformation plane permettant une interpolation incomplète du second degré en déplacements (CPE4 sous Abaqus). Le maillage construit de façon régulière est affiné au niveau de l'interface comme le montre la figure 7.5. Ainsi la taille des éléments varie de 0.02 mm à 1.4 mm sur X et de 0.02 mm à 9 mm sur Y. Nous définissons 1500 noeuds sur lesquels sont construits 1278 éléments. La vue générale du maillage est visible figure 7.5. Par ailleurs, afin de vérifier l'indépendance de nos résultats vis à vis du maillage, nous avons mené ces mêmes calculs avec un maillage pour lequel la taille des éléments est doublée. Nous verrons ultérieurement que cela n'a pas d'influence sensible sur les résultats

mécaniques obtenus.

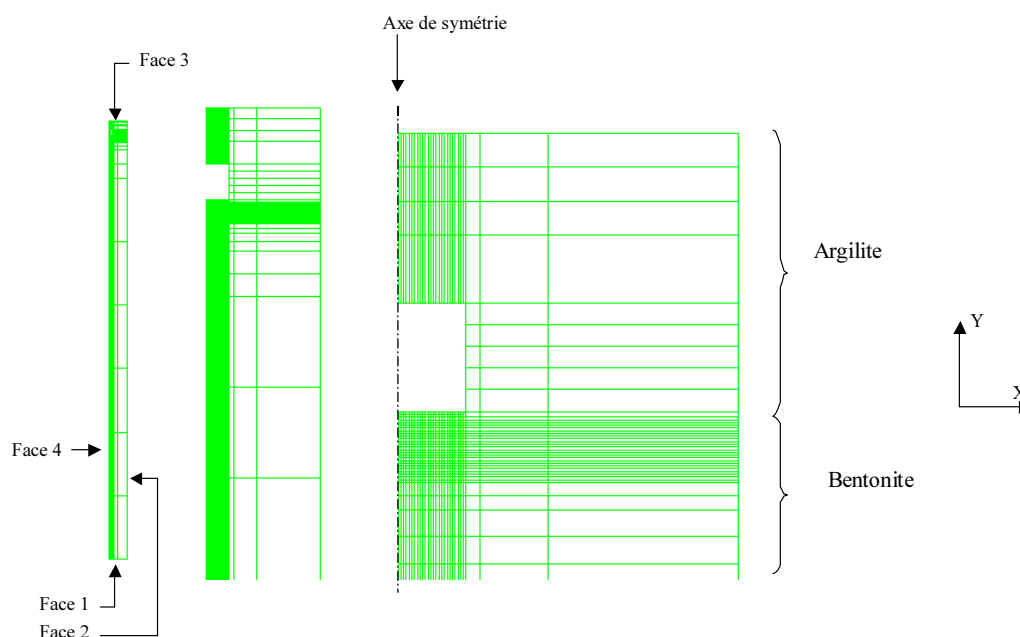


FIG. 7.5 – Vue générale du maillage 2D utilisé pour l'étude de la demi maille et agrandissements successifs de la zone à maillage dense. Conditions aux limites imposées : Face 1 : déplacement selon Y bloqué, Face 2 : déplacement selon X bloqué, Face 3 : application de la contrainte normale, Face 4 : symétrie.

En terme de conditions aux limites, l'échantillon est en déformations latérales empêchées (partie bentonite comme partie roche), ceci permet en même temps de satisfaire la condition de symétrie. Pour ce faire, les déplacements  $U_1$  sur l'axe X sont bloqués sur les deux faces verticales. Afin de reprendre l'effort vertical appliqué sur les faces supérieures des derniers éléments de roche, la partie horizontale basse est bloquée en translation selon Y.

Abaqus offrant la possibilité de définir des interactions de surfaces, nous imposons un contact frottant entre les parties inférieure de la roche et supérieure de la bentonite qui n'ont aucun noeud en commun et sont définies séparément. Ceci a pour effet de permettre l'extrusion de la bentonite vers la rainure, la bentonite se déformant sans qu'il y ait interpénétration des maillages. Ainsi, une fois la bentonite plaquée en fond de rainure, elle se trouve elle même fortement contrainte.

### 7.3.2.3 Loi de comportement et paramètres mécaniques

Le matériau est considéré comme monophasique et ses propriétés sont celles de l'argile quasi saturée ( $0.95 \leq S \leq 1$ ). La loi de comportement choisie est une loi élastoplastique de Mohr Coulomb. Cinq paramètres sont nécessaires pour définir entièrement cette loi : le module d'Young  $E$ , la cohésion  $c$ , le coefficient de Poisson  $\nu$ , l'angle de frottement  $\varphi$  et l'angle de dilatance  $\psi$ .

Expliquons comment nous avons calibré les paramètres mécaniques du modèle. Les essais de laboratoire menés pour déterminer la cohésion, le module d'Young, l'angle de frottement, l'angle de dilatance et le coefficient de poisson se sont révélés infructueux, nous nous sommes donc rabattus sur des ordres de grandeur de paramètres mécaniques disponibles dans la littérature.

Ces ordres de grandeur ont servi de point de départ au calcul. Puis, pour chaque essai modélisé, les paramètres  $E$  et  $\nu$  ont été calibrés de façon à obtenir une réponse numérique qui corresponde au mieux à la réponse mécanique expérimentale. Le choix des paramètres  $c$ ,  $\varphi$  et  $\psi$  est important pour la qualité de la convergence du calcul. Nous avons choisi une valeur de cohésion en accord avec nos observations expérimentales, une valeur de  $\varphi$  égale à  $24^\circ$  (ordre de grandeur cohérent pour une bentonite) et nous avons pris  $\psi$  le plus faible possible compatible avec la convergence. Il est bien connu que des valeurs trop faibles de  $\psi$  (moins de  $10^\circ$ ) ne permettent pas au calcul de converger.

Le fait de considérer un matériau monophasique pour la modélisation nous amène à prendre une valeur du coefficient de poisson de l'ordre de 0.48 à 0.5 dans la mesure où la saturation des échantillons est comprise entre 0.95 et 1 (Bourbié et al. [29]). Toutefois, pour certains essais, cette fourchette de valeurs conduit à un module d'Young très faible (3 MPa). Nous avons donc parfois choisi une valeur de  $\nu$  plus faible (0.45) afin d'avoir une valeur de  $E$  plus réaliste.

Pour valider la calibration effectuée, nous avons fait évoluer les paramètres  $\varphi$ ,  $\psi$  et  $c$  dans une gamme de valeurs cohérentes de façon à vérifier l'impact d'une variation de ces paramètres sur les résultats obtenus. Il ressort qu'une variation autour des valeurs types n'entraîne pas de variation majeure remettant en cause le modèle.

Nous proposons donc la gamme des paramètres présentée dans le tableau 7.3 pour notre étude mécanique du contact.

$E$ [MPa]	$c$ [kPa]	$\psi^\circ$	$\varphi^\circ$	$\nu$
8 à 30	120	10 à 14	24	0.45 à 0.48

TAB. 7.3 – Gammes des paramètres retenus pour la modélisation mécanique 2D du contact Argilite Bentonite.

Le module d'Young choisi pour ce calcul est à comparer avec un module non drainé d'argile surconsolidée pour juger de la pertinence de sa valeur. Ce n'est pas une donnée courante dans la littérature, il est en général nécessaire de l'évaluer à partir des courbes expérimentales, ceci s'accompagnant d'une erreur souvent forte. Nous nous contenterons de comparer ces valeurs de modules aux résultats de Josseume [99]. L'argile des Flandres, qu'il a caractérisé, possède un module élastique non drainé allant de 15 à 85 MPa suivant l'état de consolidation. Nous considérons ainsi que les faibles modules que nous avons retenu ne sont pas aberrants.

### 7.3.3 Résultats obtenus

L'échantillon modélisé est soumis à un cycle de compression jusqu'à 6 MPa (les calculs sont faits en grand déplacement), valeur pour laquelle toutes les interfaces étudiées sont closes lors des essais. La compression jusqu'à 6 MPa est définie en fonction du temps et le cycle est effectué en 800 secondes. Dans un premier temps, nous présentons les résultats généraux obtenus pour un contact quelconque puis nous verrons comment exploiter ces résultats pour l'étude hydromécanique du contact.

Nous avons observé, lors des essais, que des déformations plastiques locales de la bentonite ont lieu au niveau des rainures laissant une trace de la pénétration de la bentonite dans les rainures. Nous pouvons voir qu'après une compression à 1 MPa (figure 7.6 (a)) et 2 MPa (figure 7.6 (b)), il existe des déformations plastiques permanentes en accord avec les observations expérimentales



disponibles après décharge et observation de l'interface.

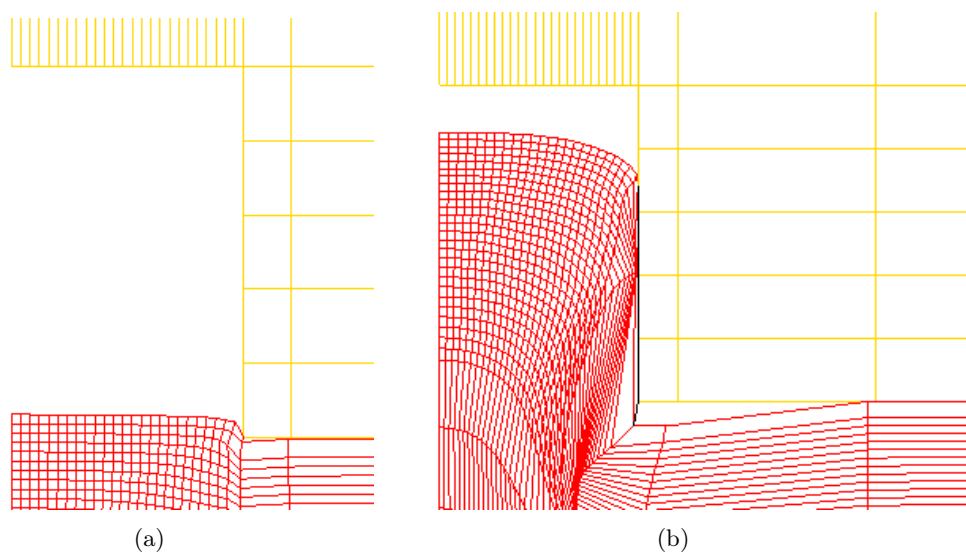


FIG. 7.6 – Déformation plastique permanente de la bentonite après une compression jusqu'à 1 MPa (a) et 6 MPa (b).

Par ailleurs, pour la majorité des essais, l'interface se ferme pour des valeurs de contrainte normale globale allant de 3 à 5 MPa. Nous pouvons voir, figure 7.7, que nous retrouvons, par le calcul, cette fermeture d'interface. Précisons que la rainure mesure 0.8 mm de profondeur ; c'est pourquoi la fermeture a lieu à 6 MPa et pas avant. Par ailleurs, il reste des vides dans l'angle de la rainure qui sont "difficiles à fermer", nous estimons qu'il s'agit d'effets de bord numériques.

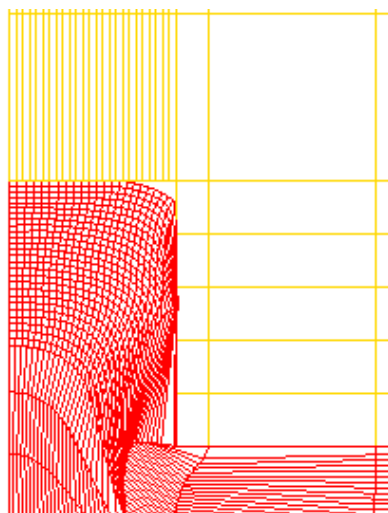


FIG. 7.7 – Pénétration de la bentonite dans la rainure menant à une fermeture quasi complète de la rainure sous une contrainte de 6 MPa.

Ce calcul permet de corroborer les observations expérimentales issues des essais réalisés. Mais il est légitime de vérifier si les déformations obtenues sont en accord avec le comportement mécanique de l'interface. Les allures des courbes expérimentales et numériques ne peuvent pas être identiques et ce pour plusieurs raisons :

- les conditions aux limites mécaniques ne sont pas exactement identiques (jeu existant, frotte-

ment latéral),

- la modélisation effectuée ne prend pas en compte les effets de la dissipation des surpressions créées par l'application de la charge,
- la loi de comportement choisie est élastique plastique de type Mohr Coulomb et ne traduit pas le raidissement d'un sol soumis à une compression quasi oedométrique.

De ce fait, nous confrontons des courbes expérimentales non linéaires avec une réponse numérique à allure globalement élastique linéaire. Toutefois, malgré la non linéarité de la réponse expérimentale entre deux étapes de chargement, on peut considérer, pour tous les essais, une approximation linéaire entre 0 et 4 MPa. Par contre, après 4 MPa, l'approximation faite n'est plus valable. En effet, une rupture de pente imputable aux conditions aux limites réelles est observable. Le fait est que la plupart des interfaces sont closes à 4 MPa limitant ainsi le champ d'étude à la première approximation linéaire. La figure 7.8 nous montre qu'en ajustant les paramètres mécaniques et qu'en tenant compte de la hauteur réelle de l'échantillon étudié (cf. paragraphe 7.3.4), il est possible de faire correspondre au mieux, pour chaque essai, la courbe numérique et la courbe expérimentale. L'objectif étant d'avoir, pour un niveau de contrainte donné, une déformation numérique la plus proche possible de la déformation expérimentale, avec des paramètres raisonnables.

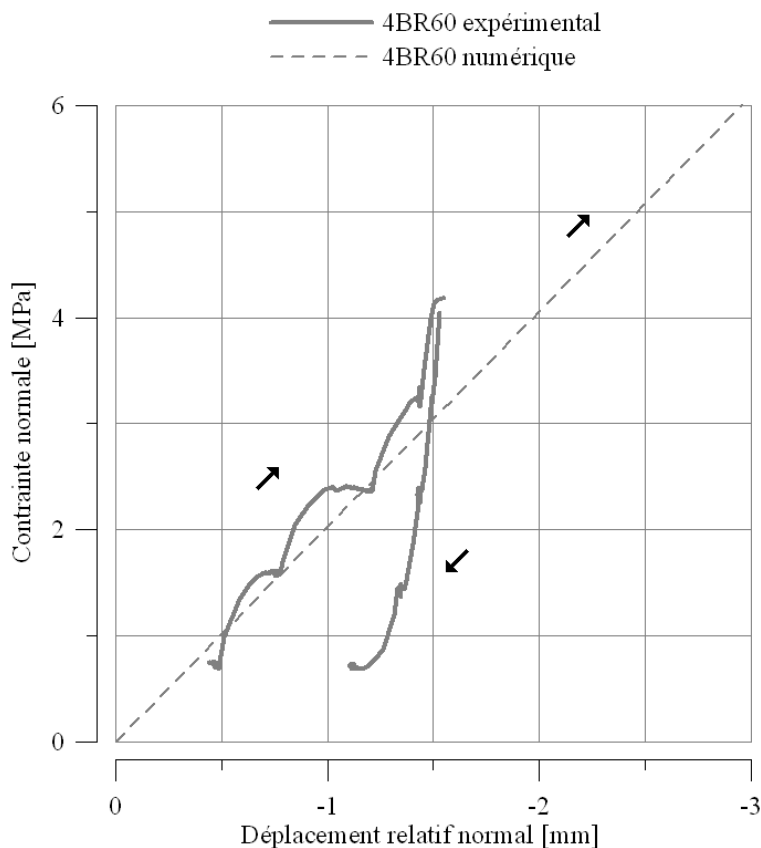


FIG. 7.8 – Evolution de la contrainte normale globale en fonction du déplacement relatif normal. Essai 4BR60 et modélisation.

Dans la mesure où les courbes mécanique et numérique sont proches et que l'analyse qualitative de la pénétration de la bentonite dans la rainure centrale rejoint les observations expérimentales, nous considérons que les sections de vides résultant du calcul peuvent être utilisées pour la simulation hydraulique.

### 7.3.4 Partition des déplacements

Afin de réaliser plusieurs confrontations calcul-expérience, dans lesquelles les hauteurs d'épentes d'argilite et de bentonite sont différentes, nous avons utilisé un seul maillage, en corrigeant le déplacement normal axial calculé selon le schéma de la figure 7.9. Ceci revient à considérer que le tronçon BC du modèle, éloigné de la rainure, fonctionne selon un état homogène et oedométrique. Cette approximation permet également de réduire le nombre de noeuds du modèle et donc d'accélérer les calculs.

Afin de vérifier la validité de cette approximation, nous avons évalué l'erreur commise en réduisant la taille du modèle plutôt qu'en menant un calcul avec l'échantillon de hauteur exacte. Soient  $U_{exact}$  le déplacement vertical d'un noeud de la bentonite en vis à vis de la rainure dans le cas exact et  $U_{app}$  le déplacement du même noeud en utilisant le modèle approché. L'erreur est calculée comme suit :

$$erreur = \frac{U_{exact} - U_{app}}{U_{exact}}$$

Nous présentons, dans le tableau 7.4, l'erreur maximale sur les noeuds de l'interface pour trois hauteurs d'échantillon différentes et pour trois niveaux de contrainte normale. La figure 7.10 représente, quant à elle, l'erreur commise pour chacun des points de l'interface en vis à vis de la rainure, pour trois hauteurs d'échantillons et pour une contrainte de 3 MPa.

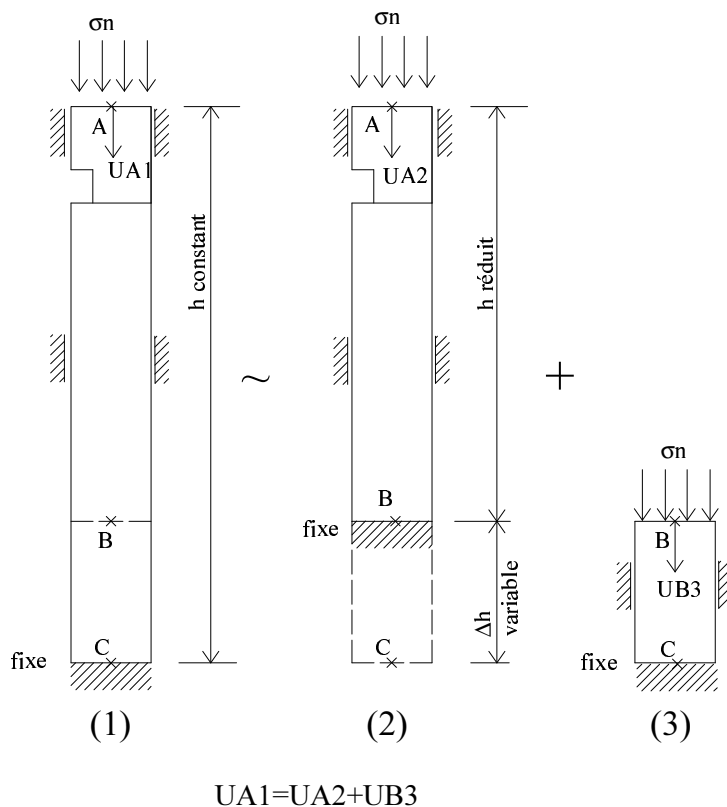


FIG. 7.9 – Approximation conduisant au même modèle géométrique de hauteur  $h_{constant}$  et au même maillage, pour modéliser des épentes de hauteurs variables  $h_{réduite}$ .

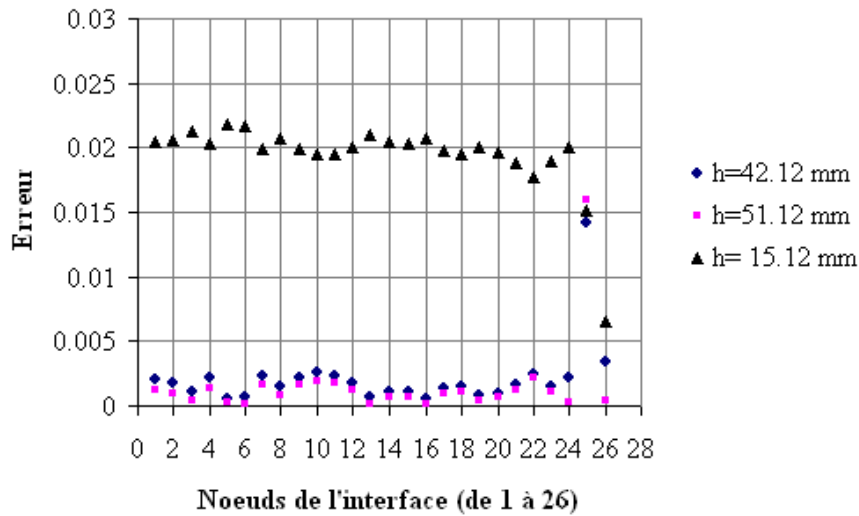


FIG. 7.10 – Erreur relative commise sur la modélisation des déplacements verticaux des noeuds en vis à vis de la rainure, en utilisant l'approximation de la figure 7.9. Résultats obtenus avec  $\sigma_n=3$  MPa, diverses hauteurs réelles d'échantillons ( $h_{réduite}$ ) et une seule hauteur de modèle  $h_{constant}=62$ mm.

	1 MPa	2 MPa	3 MPa
h=15.12 mm	2%	0.5%	2.5%
h=42.12 mm	1.1%	0.5%	1.5%
h=51.12 mm	0.3%	1.5%	0.5%

TAB. 7.4 – Erreur maximale commise sur les déplacements verticaux des noeuds de l'interface en utilisant l'approximation de la figure 7.9 pour trois hauteurs d'échantillons et trois niveaux de contraintes normales.

L'erreur est faible puisque inférieure à 3%, nous considérons donc que cette approximation est possible. Ceci facilite notre étude car un seul modèle est nécessaire pour étudier pour les trois essais intéressants pour notre étude. A noter que nous cherchons également à quantifier, dans la partie calcul hydraulique, l'influence d'une variation de géométrie sur les paramètres hydrauliques globaux.

### 7.3.5 Application à la modélisation mécanique de nos essais : détermination des sections d'écoulement à plusieurs niveaux de contraintes normales

Après analyse du comportement hydromécanique expérimental et des données hydrauliques, nous avons retenu les essais suivants pour l'étude hydromécanique numérique complète :

- l'essai 4BR60 (aux trois premières étapes de chargement mécanique),
- l'essai 2BR70 (à la 1ère et à la seconde étape de chargement mécanique),
- l'essai 3BR80 (à la seconde et à la 3ème étape de chargement mécanique).

Prenons pour exemple l'essai 4BR60 afin d'expliquer la démarche d'obtention des sections d'écoulement. Dans un premier temps, il est nécessaire d'avoir une courbe de réponse mécanique nu-

4BR60 expérimental		4BR60 numérique						
Raideur linéarisée approximative [MPa/mm]	hauteur échantillon [mm]	Raideur [MPa/mm]	hauteur échantillon [mm]	Paramètres mécaniques				
				E [MPa]	$\nu$	c [kPa]	$\varphi$ [°]	$\psi$ [°]
2.14	42	2.03	42	22	0.45	120	24	15

TAB. 7.5 – Paramètres mécaniques utilisés pour modéliser l'essai 4BR60 et comparaison des raideurs expérimentale linéarisée et numérique pour une même hauteur d'échantillon.

mérique proche de la réponse mécanique expérimentale. Pour cela, il faut calibrer les paramètres mécaniques E et  $\nu$  en tenant compte également de la hauteur de l'échantillon. En effet, pour comparer deux courbes "Contrainte normale - Déplacement relatif normal", il est nécessaire d'avoir la même hauteur d'échantillon. Au final, les paramètres de ce calcul sont regroupés dans le tableau 7.5.

La raideur calculée dans le tableau prend en compte un déplacement du modèle corrigé par le déplacement du point de base (point B de la figure 7.9). Nous obtenons ainsi les comportements mécaniques représentés figure 7.11. Une fois que les paramètres mécaniques E et  $\nu$  sont ajustés de façon à obtenir une concordance des réponses mécaniques expérimentale et numérique, nous pouvons déterminer les sections d'écoulement comme expliqué ci après.

Tout d'abord l'étape de chargement expérimental étudié doit correspondre au chargement numérique. A une étape de chargement correspond une contrainte normale appliquée sur l'interface qui doit être la même que pour la modélisation. Nous retrouvons l'état de contrainte à partir du temps puisque nous définissons l'histoire du chargement dans Abaqus par :

$$\sigma = 1.5E - 2 \cdot \text{temps}$$

Avec la contrainte en MPa et le temps en secondes.

Une fois l'étape de chargement déterminée, nous nous concentrons sur les 26 noeuds de la bentonite en vis à vis de la rainure (figure 7.12).

La hauteur locale des vides  $e_i$  se calcul comme suit :

$$e_i = h_p - (Y_i - Y_{ref})$$

Nous définissons un nouveau repère pour l'étude hydromécanique, dans lequel les abscisses des noeuds restent inchangées mais leur ordonnée devient  $y_i = -e_i$ . Dans ce repère, le fond de la rainure correspond à la droite d'équation  $y=0$  (figure 7.14). Nous obtenons par cette méthode l'ensemble des sections de vides résultant de la pénétration de la bentonite dans la rainure de profondeur  $h_p$  pour une étape de chargement donnée.

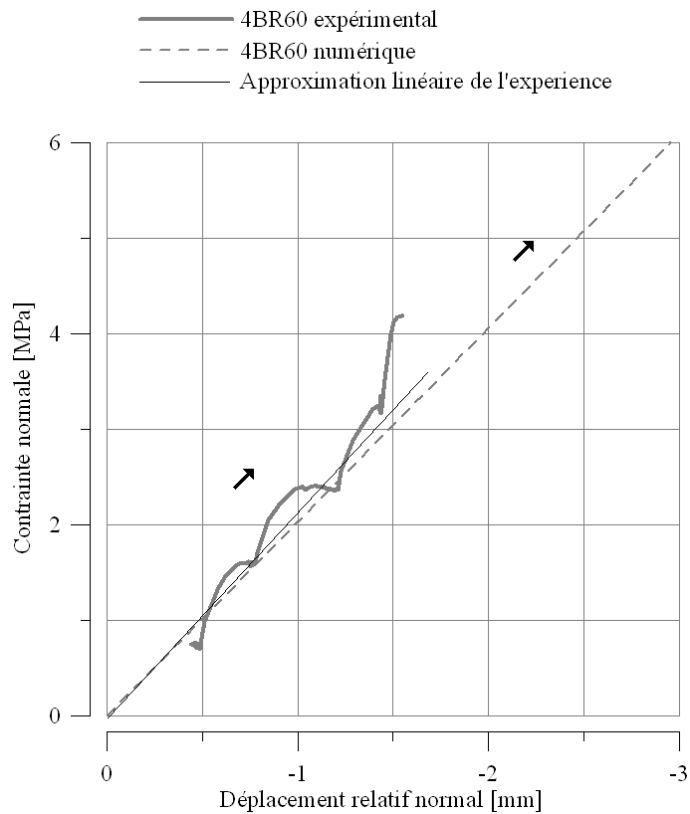


FIG. 7.11 – Evolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal pour l'essai 4BR60 et l'essai 4BR60 modélisé. L'approximation linéaire permettant de déterminer une raideur approximative expérimentale est également tracée.

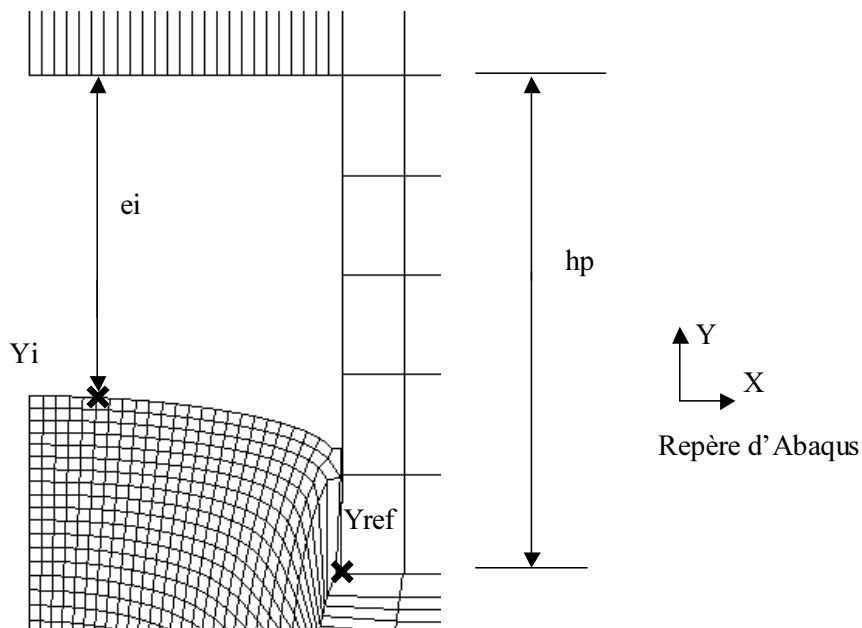


FIG. 7.12 – Vue du maillage au niveau des noeuds en vis à vis de la rainure en cours de chargement.  $h_p$  : profondeur de la rainure,  $Y_{ref}$  : coordonnée Y du 26ème noeud (coin) dans le repère du modèle E.F. Abaqus,  $Y_i$  : coordonnée Y du noeud  $i$  dans le même repère,  $e_i$  : hauteur de vide à l'abscisse du noeud  $i$ .

### 7.3.5.1 Influence du maillage choisi

Il est courant pour des modélisations numériques de vérifier que le maillage n'a pas d'influence sur les résultats obtenus. Ayant défini un certain nombre de noeuds pour construire le maillage visible figure 7.5, nous avons utilisé ce même réseau de noeuds pour construire des éléments deux fois plus grands. Les différences importantes entre les deux maillages sont présentées dans le tableau 7.6.

	Maillage 1	Maillage 2
Nombre de noeuds	1408	732
Nombre d'éléments	1273	638
Taille du plus petit élément		
sur X	0.02	0.04
sur Y	0.02	0.04
Temps de calcul [min]	10	5

TAB. 7.6 – Différences entre les deux maillages utilisés pour le calcul mécanique (logiciel éléments finis Abaqus). Calculs menés sur un ordinateur ayant une RAM de 1 Go et un processeur de 1.5 GHz.

Dans les deux cas, les paramètres mécaniques sont identiques ( $E=30$  MPa,  $\nu=0.45$ ,  $c=120$  kPa,  $\varphi=24^\circ$  et  $\psi=16^\circ$ ). L'évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal est présentée figure 7.13; il est clair que les deux calculs conduisent au même résultat. Si l'on s'intéresse à la section de vides résultant de la pénétration de la bentonite dans la rainure (figure 7.14), nous arrivons à une conclusion similaire, les écarts entre les deux calculs sont faibles, quel que soit le niveau de contrainte normale. Pour des raisons de distorsion des éléments lors de la compression, et de précision qui en résulte, il est nécessaire de prendre des éléments de petite taille; c'est pourquoi le maillage 1 est retenu pour cette étude.

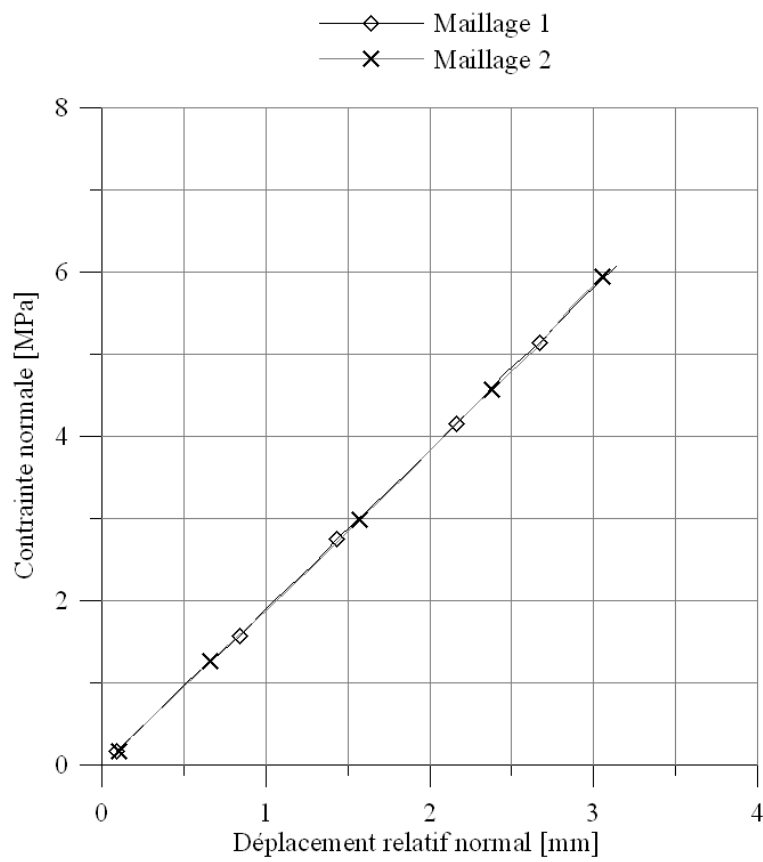
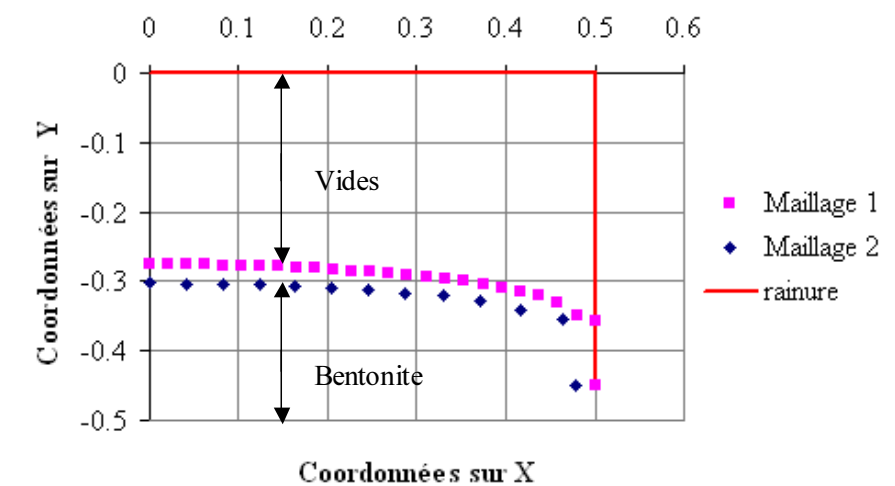
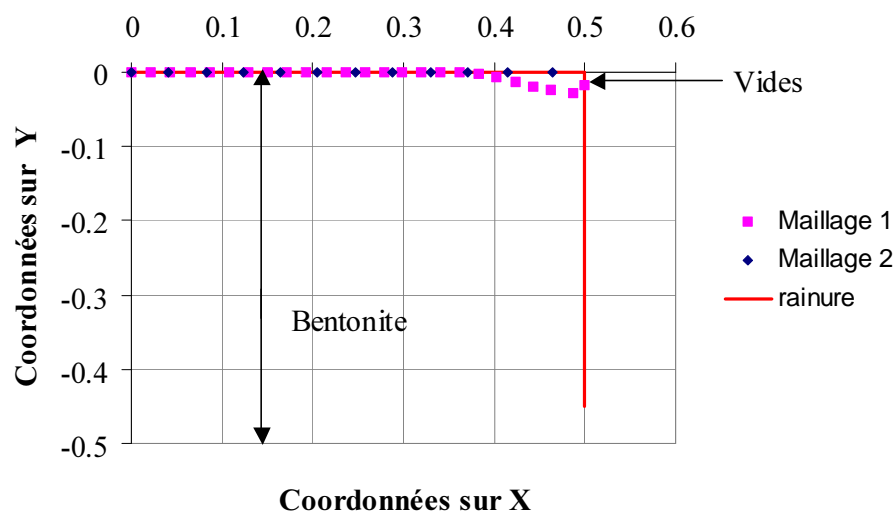


FIG. 7.13 – Evolution de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal pour deux maillages différents. La géométrie du problème est celle de la figure 7.5 et l'échantillon de bentonite de hauteur 62 mm est soumis à un cycle de compression jusqu'à 6 MPa.





(a)



(b)

FIG. 7.14 – Sections de vides résultant de la pénétration de la bentonite dans la rainure pour les maillages 1 et 2 dans le nouveau repère d'axe X et Y tels représentés sur les figures. (a) Section à 2 MPa. (b) Section à 4 MPa.

### 7.3.6 Application à l'interprétation du critère de rupture en cisaillement

Cette modélisation nous a également permis d'approfondir l'interprétation du critère de rupture en cisaillement de l'interface. La géométrie utilisée est légèrement différente de celle du cas précédent car la rainure mesure 5 mm de profondeur et 5 mm de large. Dans l'interprétation du critère faite paragraphe 5.6.3.3, nous avons introduit la contrainte normale globale en tête d'échantillon  $\sigma_n$ , la contrainte au niveau du contact  $\sigma_i$  et la contrainte dans la bentonite dans le plan de contact  $\sigma_b$ . Les figures 7.15 et 7.16 (b) permettent de visualiser en quels points sont relevées les contraintes qui nous intéressent. Pour les trois contraintes  $\sigma_n$ ,  $\sigma_b$  et  $\sigma_i$ , plusieurs valeurs sont relevées et nous en effectuons une moyenne. Ces valeurs moyennes permettent alors de définir les coefficients  $R_b = \frac{\sigma_b}{\sigma_n}$ ,  $R_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_n}$  et  $k = \frac{\sigma_b}{\sigma_i}$ . L'évolution de ces trois coefficients est présentée figure 7.16. Afin d'avoir une information sur les tendances d'évolution de ces coefficients, nous appliquons en tête d'échantillon une compression jusqu'à 23 MPa.

Nous pouvons voir figure 7.16, que  $R_i$  est supérieur à 1 tandis que  $k$  et  $R_b$  sont inférieurs à 1. Avant 2.2 MPa,  $\sigma_b$  est quasi nulle donc les coefficients  $k$  et  $R_b$  ne sont pas définis, les valeurs indiquées sur la figure n'ont pas de signification physique. Les trois coefficients semblent tendre vers la valeur 1. Effectivement, les contraintes s'uniformisent au fur et à mesure du chargement. Notons toutefois, que les points où nous relevons les contraintes sont éloignés de la zone de concentration de contraintes qu'est l'angle de la rainure.

Cette étude nous sert pour avoir une première idée de la valeur de contrainte normale au sein de la bentonite au niveau du plan de contact à partir du moment où cette partie de bentonite est sollicitée en compression. Pour une interprétation comme celle que nous avons proposée, nous pouvons pas exploiter quantitativement les rapports  $k$ ,  $R_i$  et  $R_b$ . En effet, les valeurs des rapports sont fonction de la contrainte normale et nous n'avons pas intégré les zones de concentration de contraintes qui ont pourtant leur impact. Nous souhaitons, par la suite, approfondir l'étude des critères de rupture en cisaillement des interfaces Argilite Bentonite par le calcul numérique.

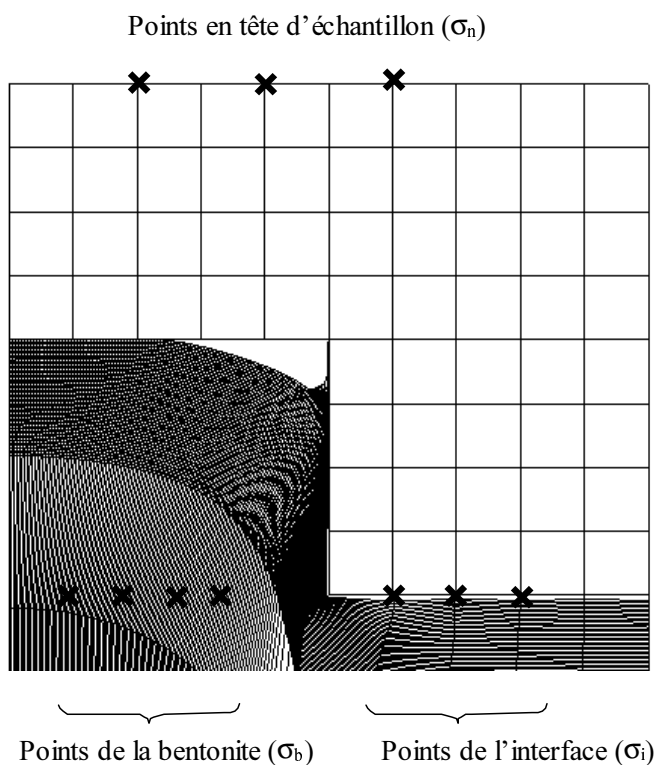


FIG. 7.15 – Vue du contact entre la bentonite et l'argilite dans laquelle sont creusées de larges rainures. La bentonite pénètre presque complètement la rainure. Maillage utilisé pour le calcul des ratios  $R_b$ ,  $R_i$  et  $k$  introduits lors du paragraphe 5.6.3.3. Mise en évidence des points où sont relevées les valeurs de contraintes normales globale  $\sigma_b$  et locales  $\sigma_i$  et  $\sigma_n$ .

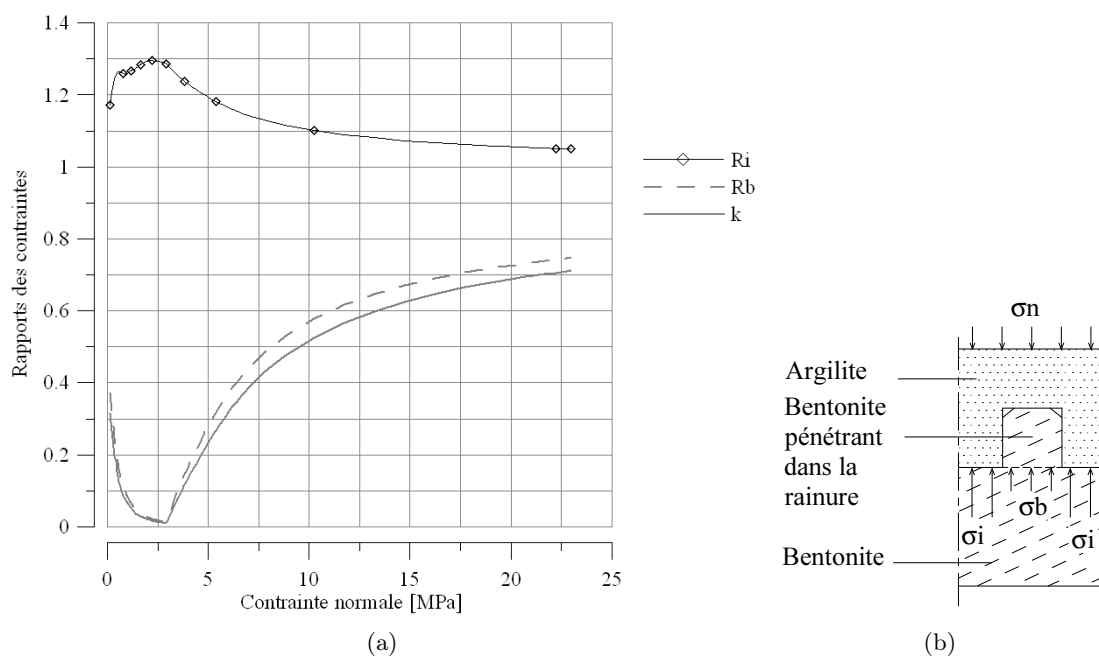


FIG. 7.16 – (a) Evolution des rapports de contraintes  $R_b = \frac{\sigma_b}{\sigma_n}$ ,  $R_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_n}$  et  $k = \frac{\sigma_b}{\sigma_i}$  en fonction de la contrainte normale  $\sigma_n$ . (b) Schéma du contact argilite bentonite et des surfaces où sont appliquées les contraintes normales globale  $\sigma_n$  et locales  $\sigma_b$  et  $\sigma_i$ .

### 7.3.7 Conclusion partielle

Ce premier calcul mécanique de pénétration de la bentonite dans la rainure centrale nous permet de définir, pour chaque niveau de contrainte normale, une section de vides à partir de laquelle nous étudions l'écoulement avec Fluent. La critique de ce calcul mécanique sera faite lors de la conclusion générale de ce chapitre en même que la critique du calcul hydraulique.

## 7.4 Etude de l'écoulement dans l'interface Argilite Bentonite

### 7.4.1 Objectifs

Ces calculs ont pour but de modéliser numériquement les écoulements observés expérimentalement durant nos essais. Nous testerons la validité des hypothèses formulées concernant l'écoulement et étudierons les phénomènes observés, notamment l'érosion de la partie bentonite. A partir d'une section provenant des calculs mécaniques présentés ci dessus, nous avons modélisé une "conduite" par extrusion de maillage. Les conditions expérimentales de pression statique à savoir,  $P_{injection}$  à l'entrée et  $P_{atmosphérique}$  à la sortie ont été imposées aux extrémités de cette "conduite". Nous avons alors déterminé numériquement le débit de fluide traversant la "conduite" en régime d'écoulement stationnaire. De même que pour l'expression des résultats expérimentaux, débit et pression (numériques) nous ont permis de calculer la transmissivité numérique qui a été comparée à la transmissivité expérimentale.

Après quelques calculs de vérifications, également en régime stationnaire, nous avons suivi l'évolution de la transmissivité avec la contrainte normale en utilisant les résultats numériques, expérimentaux et la loi cubique. Puis, nous nous sommes penchés sur le problème de l'érosion en proposant une approche "manuelle" pour simuler le phénomène, l'automatisation de l'étude ne relevant que des perspectives.

Précisons que cette étude dédiée à la compréhension des phénomènes en cause se fait dans un cas d'écoulement simple, puisqu'il ne s'agit que d'une conduite et de façon non couplée, les sorties d'Abaqus ne servant que de point de départ des calculs Fluent sans véritable interaction.

### 7.4.2 Géométries étudiées et maillages

Quel que soit le cas d'étude, une section de base extrudée sur une longueur  $L$  forme la conduite dans laquelle nous imposons l'écoulement. La section de base est soit un disque (diamètre 1 mm) construit grâce au logiciel Gambit pour les calculs de validation, soit une section provenant des calculs mécaniques (pour un exemple de section, voir figure 7.14). En ce qui concerne la longueur de la conduite, nous avons imposé 100 mm pour la phase de vérification, de façon à assurer un rapport  $L/D > 50$  nécessaire pour obtenir un régime d'écoulement établi. Par contre, pour être cohérents avec les conditions expérimentales, la simulation des essais a été réalisée sur une "conduite" de 29 mm ( $r_e - r_i$ ) de longueur.

Le maillage a été défini par l'espacement maximal entre les noeuds, Gambit gérant l'arrangement des éléments Hex (briques à 8 noeuds) de façon à mailler le volume. Il est possible de définir entièrement le maillage, mais nous avons choisi, dans un premier temps, d'utiliser le maillage

automatique et les éléments préconisés par Gambit.

S'il ne nous semble pas nécessaire de développer la méthode aux volumes finis mise en oeuvre par Fluent, nous pouvons toutefois préciser que l'algorithme de résolution choisi est SIMPLEC. Il s'agit d'une version modifiée de l'algorithme SIMPLE proposé par Patankar [150] qui prend en compte un terme de pression dans l'équation de conservation de la masse. La méthode de résolution consiste à faire une hypothèse sur les pressions (pas prédicteur) puis à itérer et à corriger les valeurs de pression de façon à trouver la solution (pas correcteur). Cet algorithme de base a connu différentes évolutions permettant de converger plus rapidement (SIMPLER, SIMPLEC, PISO). Précisons de plus que pour les régimes d'écoulement turbulent, nous avons mis en oeuvre le modèle RNG  $k-\epsilon$  développé par Launder et al. [111] qui est couramment utilisé.

### 7.4.3 Calculs préliminaires de validation

Une étape préliminaire importante consiste à vérifier que, pour un cas simple dont la solution soit analytique, soit empirique est bien connue, nous obtenons des résultats cohérents. Ainsi, avant de poursuivre notre étude d'interface avec la modélisation, nous avons étudié un écoulement dans une conduite circulaire en vérifiant que l'évolution des pertes de charge en fonction du débit et que le taux de cisaillement à la paroi correspondent bien aux résultats connus. Nous avons également évalué l'évolution des pertes de charge en fonction du débit pour une "conduite" de section issue de la mécanique. C'est seulement après ces tests que nous avons abordé la modélisation de l'écoulement avec les conditions expérimentales de pression.

#### 7.4.3.1 Ecoulement dans une conduite circulaire

Comme nous l'avons expliqué précédemment, cette étude sert de vérification en confrontant les résultats numériques obtenus aux résultats disponibles dans la littérature. Nous procédons en deux étapes, dans un premier temps, nous établissons l'évolution du coefficient de perte de charge  $\Lambda$  en fonction du nombre de Reynolds  $R_e$  afin d'effectuer une vérification globale puis nous proposons d'étudier la valeur du taux de cisaillement à la paroi en tant que vérification locale.

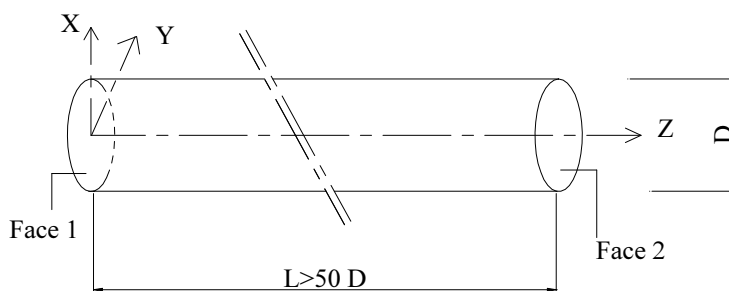


FIG. 7.17 – Schéma de la conduite circulaire étudiée lors du calcul de validation. Les dimensions sont :  $D=1$  mm et  $L=100$  mm. En face 1 est appliquée la pression d'injection tandis que la face 2 est maintenue à pression atmosphérique. Les parois de la conduite sont imperméables. L'écoulement est stationnaire.

### Vérification globale

Comolet [44] rappelle dans son ouvrage les expériences menées par Nikuradse qui lui ont permis de définir l'évolution de  $\log(\Lambda)$  en fonction du  $\log(R_e)$ , pour différentes valeurs de  $R_e$  et de rugosité de paroi lors d'un écoulement stationnaire. Les résultats sont représentés figure 7.18. On y voit plusieurs zones d'écoulement (I à V) correspondant à différents régimes. Plaçons nous dans le cas où la conduite est dite hydrauliquement lisse ( $R_e \leq 10^5$ , ce qui sera toujours le cas pour notre étude), deux tendances claires se dégagent correspondant à la zone I (régime laminaire) et à la zone III (régime turbulent). La zone II correspondant à la transition est mal définie. En zone I, l'évolution est décrite par une droite de pente (-1) qui est appelée droite de Hagen Poiseuille, en effet l'on a :

$$\Lambda = \frac{64}{R_e}$$

conduisant

$$\log(\Lambda) = -\log(R_e) + \log(64)$$

Tandis qu'en zone III, l'évolution

$$\Lambda = (100 \cdot R_e)^{-1/4}$$

conduit à la droite de Blasius de pente -1/4 :

$$\log(\Lambda) = -0.25 \cdot \log(R_e) - 0.5$$

Les limites de ces segments de droites sont mal définies, la droite de pente -1 pouvant aller au delà de  $R_e = 2000$  et le début de l'évolution selon la droite de pente -1/4 étant flou.

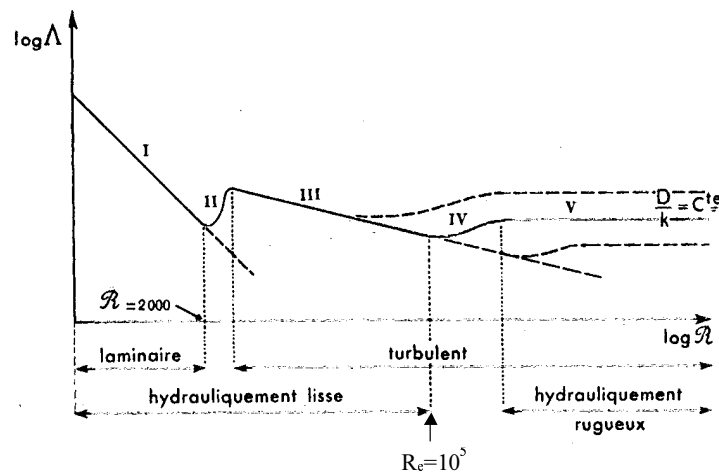


FIG. 7.18 – Diagramme de Nikuradse : les différents types d'écoulements stationnaires dans une conduite cylindrique d'après Comolet [44].  $\Lambda$  : coefficient de perte de charge,  $R_e$  : nombre de Reynolds. Zone I :  $\Lambda = \frac{64}{R_e}$ . Zone III :  $\Lambda = (100 \cdot R_e)^{-1/4}$ .

Introduisons les paramètres nécessaire à notre démarche de validation. Le coefficient de perte de charge est défini par l'équation 7.1 tandis que nous rappelons, équation 7.2, la définition du nombre de Reynolds.

$$\Lambda = \frac{2 \cdot \Delta P \cdot D}{L \cdot \rho \cdot U^2} \quad (7.1)$$

$$R_e = \frac{U \cdot D}{\nu} \quad (7.2)$$

Avec :

- $\Delta P$  : différence de pression sur la longueur L [Pa],
- $\Lambda$  : coefficient de perte de charge [/],
- L : longueur sur laquelle on étudie l'écoulement [m],
- D : diamètre de la conduite [m],
- $\rho$  : masse volumique du fluide [ $kg/m^3$ ],
- U : vitesse débitante de fluide [m/s]
- $\nu$  : viscosité cinématique du fluide [ $m^2/s$ ]

Pour ce calcul, nous avons créé une conduite circulaire de 100 mm de longueur et de 0.5 mm de rayon. Différentes valeurs de pression sont imposées en entrée de conduite tandis que la sortie est maintenue à pression atmosphérique. Fluent calcule alors, pour ces conditions de pression, les vitesses de fluide en tout point de la conduite. Le régime d'écoulement, laminaire ou turbulent, est ajusté après un premier calcul laminaire en fonction du nombre de Reynolds obtenu.

Habituellement, on impose des vitesses plutôt que des pressions mais nous souhaitons nous rapprocher des conditions expérimentales et c'est la pression d'injection que l'on connaît lorsque nous réalisons les essais hydromécaniques.

A l'issue du calcul numérique effectué par Fluent, il est nécessaire de déterminer la différence de pression notée ici  $\Delta P$  et la vitesse moyenne débitante U pour calculer  $\Lambda$  et  $R_e$  selon les équations ?? et 7.2. Pour une abscisse donnée de la conduite, la pression utilisée est la pression moyenne sur la section S à la dite abscisse, soit :

$$P = \frac{\int \int_S P(M) dS}{S}$$

En ce qui concerne la vitesse, puisque le fluide est incompressible, nous choisissons d'utiliser la vitesse moyenne calculée sur le volume de la "conduite" :

$$Q = \frac{\int \int \int_{Vol} U(M) \cdot d\tau}{Vol}$$

L'évolution obtenue par simulation numérique et les évolutions données par le diagramme de Nikuradse sont représentées figure 7.19. Nous pouvons conclure que les résultats sont très proches. Par ailleurs, le tableau 7.7 regroupe les lois d'évolutions théoriques et numériques pour les différentes régions afin de chiffrer la comparaison. Nous considérons que les résultats numériques obtenus, qui surévaluent les pertes de charges de l'ordre de 15 % dans le domaine qui nous intéresse, sont représentatifs.

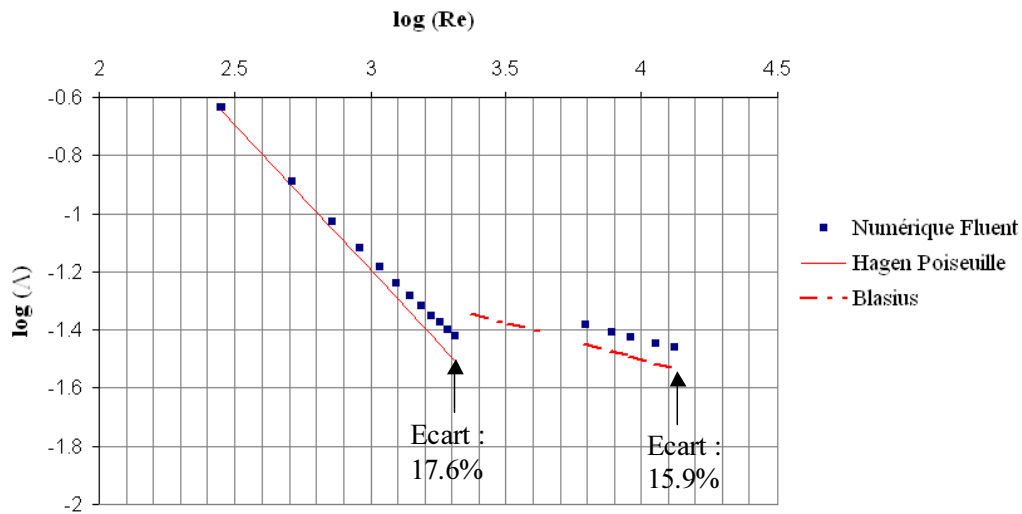


FIG. 7.19 – Evolutions numérique et théorique du logarithme décimal du coefficient de perte de charge ( $\Lambda$ ) en fonction du logarithme du nombre de Reynolds ( $R_e$ ). Zone de transition laminaire-turbulent pour  $3.3 \leq \log(R_e) \leq 3.8$ . Ecoulement stationnaire.

	Laminaire	Turbulent
Evolution théorique $\Lambda - R_e$ $\log(\Lambda) - \log(R_e)$	$\Lambda = \frac{64}{R_e}$ $\log(\Lambda) = -\log(R_e) + 1.8062$	$\Lambda = (100 \cdot R_e)^{-1/4}$ $\log(\Lambda) = -0.25 \cdot \log(R_e) - 0.5$
Evolution modélisée numériquement $\log(\Lambda) - \log(R_e)$	$\log(\Lambda) = -0.908 \cdot \log(R_e) + 1.576$	$\log(\Lambda) = -0.235 \cdot \log(R_e) - 0.493$
Erreur relative maximale entre modèle et théorie	17.6 % pour $\log(R_e) = 3.3$	15.9% pour $\log(R_e) = 4.1$

TAB. 7.7 – Evolutions théorique et numérique du coefficient de perte de charge  $\Lambda$  en fonction du nombre de Reynolds  $R_e$  pour les écoulements stationnaires laminaire et turbulent.

### Vérification locale

L'évolution globale " $\Lambda - R_e$ " obtenue étant représentative, vérifions que les grandeurs locales sont également conformes aux grandeurs théoriques. Nous proposons, pour cela, d'étudier le taux de cisaillement à la paroi  $\tau$ . Dans le cas d'un écoulement laminaire de Poiseuille dans une conduite circulaire, l'expression analytique de  $\tau$  est connue. Nous en rappelons l'expression équation 7.3. Cette définition est valable une fois que le régime d'écoulement permanent est établi, le taux de cisaillement est alors constant.

$$\tau = \frac{\Delta P}{L} \cdot \frac{R}{2} \tag{7.3}$$

où



	Contrainte de cisaillement à la paroi
Valeur théorique	7.5 Pa
Modélisation numérique	6 Pa

TAB. 7.8 – Comparaison des valeurs numérique et théorique de contraintes de cisaillement à la paroi dans le cas d'un écoulement de Poiseuille en conduite circulaire (Longueur 0.1 m, rayon 0.5 mm, perte de charge 3000 Pa, régime laminaire).

- $\tau$  est la contrainte de cisaillement à la paroi [Pa],
- $\Delta P$  est la différence de pression en Pa sur la longueur L exprimée en [m],
- R est le rayon de la conduite [m].

Les paramètres utilisés ( $\Delta P = 3000$  Pa,  $R = 0.5 \cdot 10^{-3}$  m,  $L = 0.1$  m) conduisent à un taux de cisaillement de 7.5 Pa.

D'un point de vue numérique, si on se place sur une génératrice intérieure de la conduite et que l'on trace l'évolution de  $\tau$  en fonction de l'abscisse de la conduite, on obtient la figure 7.20. Nous y voyons la décroissance progressive du taux de cisaillement depuis une valeur initiale de l'ordre de 16 Pa jusqu'à une valeur constante d'environ 6 Pa. Ceci permet de constater que 40 mm sont nécessaires pour obtenir un régime établi. Classiquement, on considère que la longueur d'établissement du régime est de 40 à 50 diamètres. Notons que pour l'étude qui suivra, nous ne serons donc jamais en régime établi puisque pour un diamètre du même ordre de grandeur, la longueur est réduite à 29 mm. Cette figure et le tableau 7.8 permettent de vérifier que les taux de cisaillement à la paroi numérique et théoriques sont relativement proches (écart de 20 %).

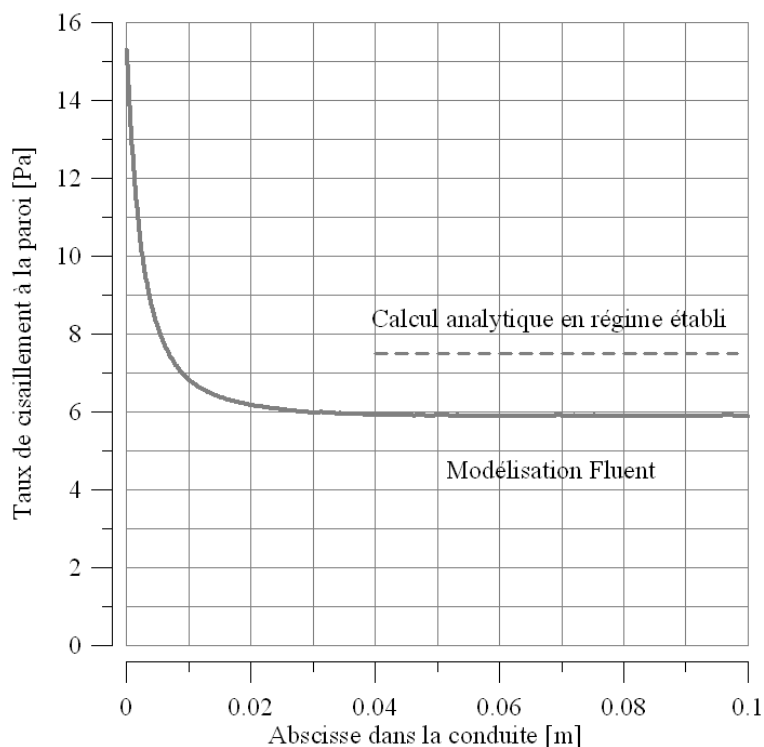


FIG. 7.20 – Evolutions numérique et analytique du taux de cisaillement à la paroi en fonction de l'abscisse dans la conduite, sur une génératrice intérieure de la conduite circulaire (Longueur 0.1 m, rayon 0.5 mm, perte de charge 3000 Pa, régime laminaire).

Précisons que la vérification locale n'est faite que pour un écoulement laminaire car dans le cas d'un écoulement turbulent, il est nécessaire de déterminer la hauteur du film laminaire à la paroi pour quantifier pertinemment la contrainte de cisaillement. Ceci nécessite une étude bien plus poussée que nous n'avons pas entreprise.

#### 7.4.3.2 Ecoulement dans une conduite à section singulière

Nous entendons par singulière toute conduite cylindrique dont la section est issue des calculs mécaniques réalisés avec Abaqus, en relation avec nos essais. De même que pour la conduite circulaire, nous avons établi l'évolution du logarithme du coefficient de perte de charge  $\Lambda$  en fonction du logarithme du nombre de Reynolds  $R_e$  pour une conduite de section singulière afin de la confronter aux résultats disponibles dans la littérature. Les sections étudiées sont visibles figure 7.22. Vu la géométrie particulière des conduites, il n'est pas possible de confronter la valeur du taux de cisaillement à la paroi à une valeur de référence de la littérature. Par ailleurs, contrairement à la conduite circulaire,  $\tau$  varie en tout point de la paroi. Avant de mener ces investigations, intéressons nous à l'éventuelle influence du maillage sur les résultats afin de choisir la taille des éléments la plus adaptée.

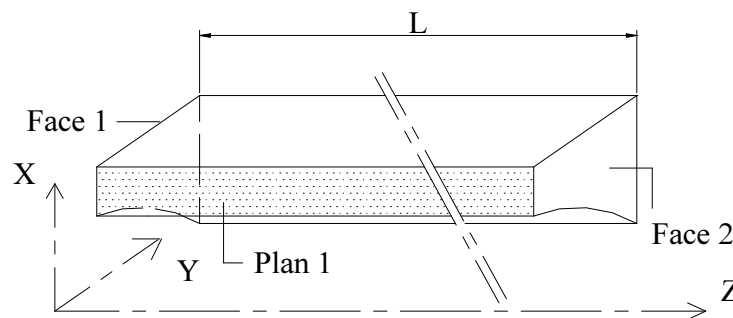


FIG. 7.21 – Vue générale schématique d'une demi conduite singulière étudiée. La longueur est de 100 mm. En face 1 est appliquée la pression d'injection tandis que la face 2 est maintenue à pression atmosphérique. Les parois de la conduite sont imperméables. Le plan 1 est un plan de symétrie.

#### Influence du maillage

D'une façon générale, nous menons les analyses sur deux sections singulières correspondant au cas de la conduite la plus ouverte (2BR70 sous 0.8 MPa) et la plus fermée (4BR60 sous 2.9 MPa). Ainsi, nous vérifions que les propriétés sur lesquelles nous nous appuyons et les conclusions que nous tirons sont valides dans les deux cas extrêmes de notre étude. Les résultats obtenus sur les différents maillages sont présentés figure 7.23 et tableau 7.9. Nous pouvons voir, figure 7.23, l'évolution du débit dans la conduite en fonction de la pression d'injection pour les deux sections, étudiées, chacune avec trois maillages (espacement maximal entre les noeuds de 0.02 mm, 0.05 mm et 0.1 mm). Cette évolution est quasi linéaire car le calcul est mené en régime laminaire. Une différence existe entre les résultats si on change de maillage. L'idéal est de prendre le plus grand nombre de noeuds pour obtenir la meilleure précision mais cela se fait aux dépens du temps de calcul (tableau 7.9). L'erreur commise sur la transmissivité, en choisissant un maillage d'espacement  $e=0.05$  mm au lieu d'un maillage tel que  $e=0.02$  mm s'élève à :

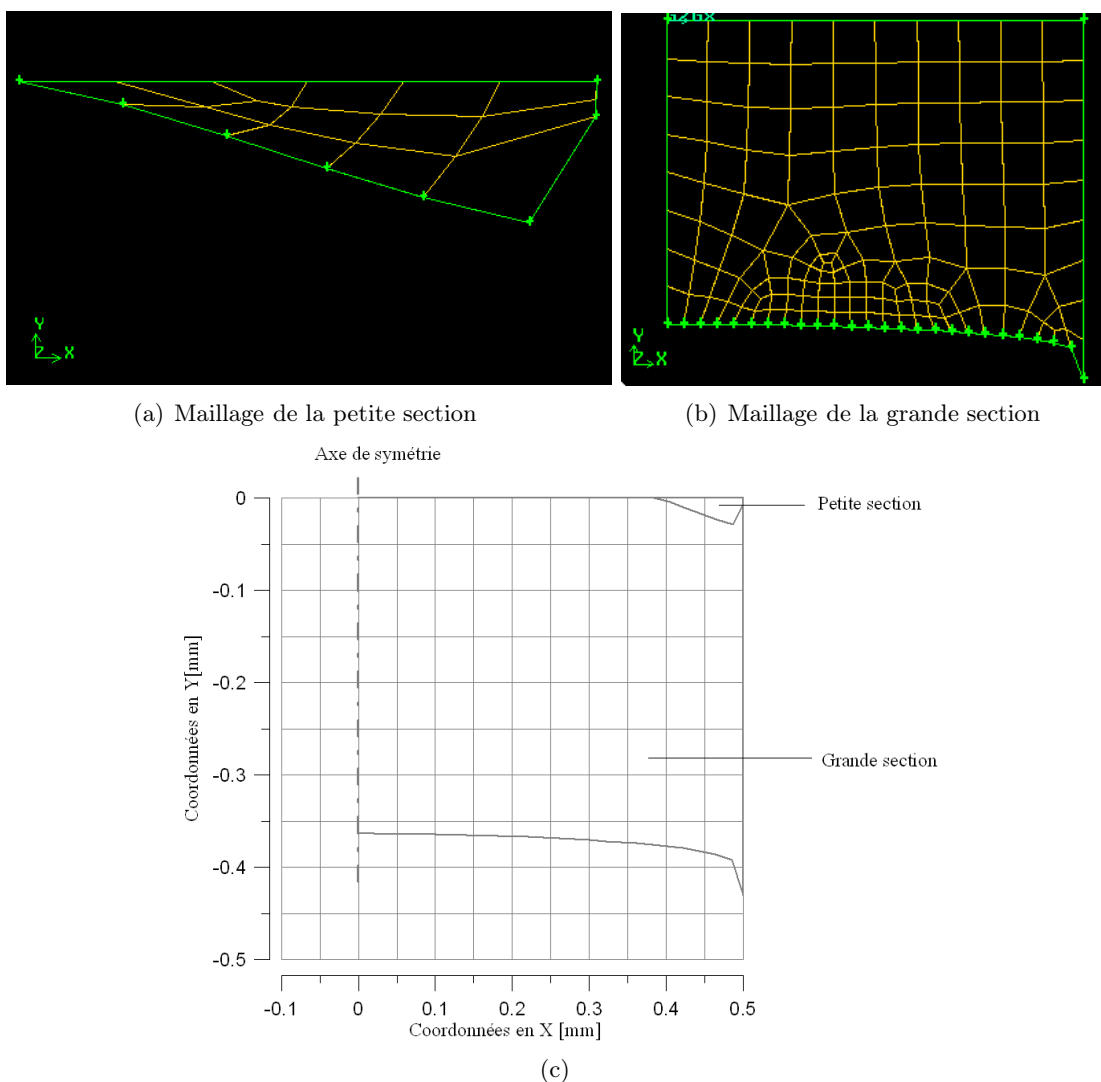


FIG. 7.22 – Sections provenant des calculs mécaniques et utilisées pour les études hydrauliques préliminaires (maillage et autres vérifications). (a) Petite section obtenue par pénétration de la bentonite dans la rainure sous une contrainte normale globale de 2.9 MPa (essai 4BR60). (b) Grande section obtenue par pénétration de la bentonite dans la rainure sous une contrainte normale de 0.8 MPa (essai 2BR70). (c) Représentation des deux sections dans le repère utilisé pour Fluent à titre de comparaison.

$$erreur = \frac{\frac{\Delta Q}{\Delta P_{\text{maillage}0.02}} - \frac{\Delta Q}{\Delta P_{\text{maillage}0.05}}}{\frac{\Delta Q}{\Delta P_{\text{maillage}0.02}}}$$

Si on se place dans le cas le plus défavorable, figure 7.23 (b), on obtient une erreur d'environ 10%.

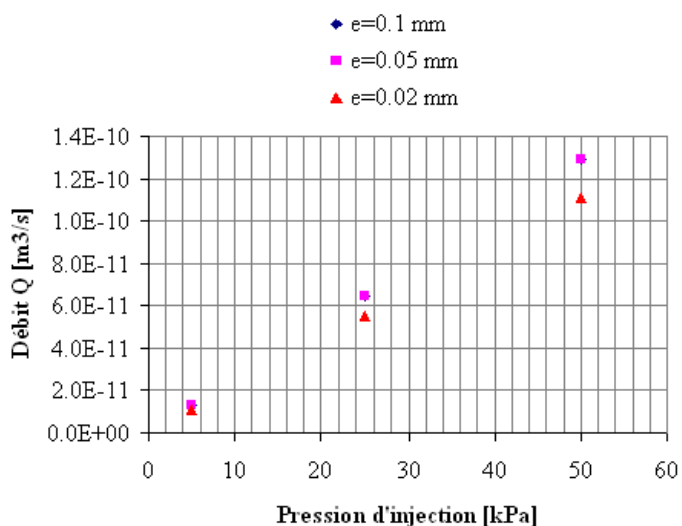
Par ailleurs, l'évolution du taux de cisaillement à la paroi  $\tau$  sur une génératrice intérieure du cylindre en fonction de l'abscisse de la conduite représentée figure 7.24 pour la grande section permet de conclure de l'influence du maillage. Les distributions de contraintes sont très différentes, soulignant le fait qu'un maillage de 0.02 mm est plus adapté. Toutefois, l'écart, flagrant pour  $z \leq 22\text{mm}$ , se réduit au delà de cette valeur (écart de 5%). De plus, le fait que  $\tau$  soit iden-

Espaceur [mm]	Grande section			Petite section		
	0.02	0.05	0.1	0.02	0.05	0.1
Nombre de noeuds	755971	97027	30039	31922	9296	4656
Temps de calcul [min]	$\approx 60$	$\approx 6$	$\approx 1$	$\approx 1$	$\approx 1$	$\approx 1$
penne $\frac{\Delta Q}{\Delta P}$ [ $m^3 \cdot Pa^{-1} \cdot s^{-1}$ ]	$1.72E^{-11}$	$2.14E^{-11}$	$2.57E^{-11}$	$2.26E^{-15}$	$2.55E^{-15}$	$2.64E^{-15}$
Erreur relative commise par rapport au maillage le plus dense (e=0.02mm)	0%	24.4%	49.4%	0%	12.8%	16.8%

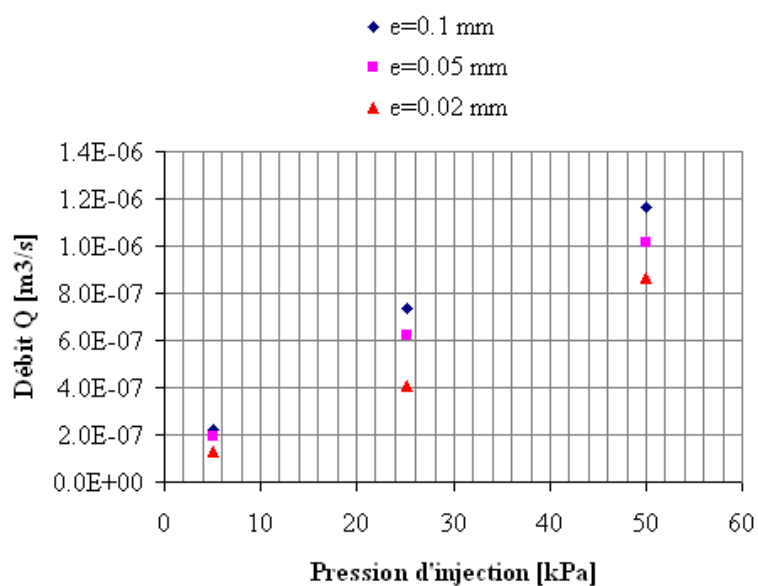
TAB. 7.9 – Caractéristiques des maillages utilisés pour la modélisation de l'écoulement dans une conduite singulière et résultats obtenus. Les calculs sont effectués avec des stations de calculs ayant 2 Go de RAM et un processeur R12 1000 de 400 MHz.

tique pour un grand parcours ( $\geq 22mm$ ) quel que soit le maillage, laisse supposer que le régime établi est atteint pour les deux maillages. Pour l'étude ultérieure prenant en compte l'érosion, nous nous baserons sur les grandeurs atteintes en régime établi.

Nous retiendrons finalement, au vu des résultats obtenus et pour la plupart des calculs un espacement maximal entre noeuds de 0.05 mm. Pour une section très fermée, il peut toutefois être utile de passer à 0.02 mm. Ceci nous permet de limiter les temps de calcul en commettant une erreur probable de l'ordre de 13% à 25% sur le débit et de moins de 5% sur le taux de cisaillement à la paroi en régime établi.



(a)



(b)

FIG. 7.23 – Evolution du débit en fonction de la pression d'injection pour trois maillages différents de deux sections singulières. (a) Petite section (4BR60 sous 2.9 MPa). (b) Grande section (2BR70 sous 0.8 MPa). Les maillages sont caractérisés par l'espace maximum entre les noeuds noté  $e$ .

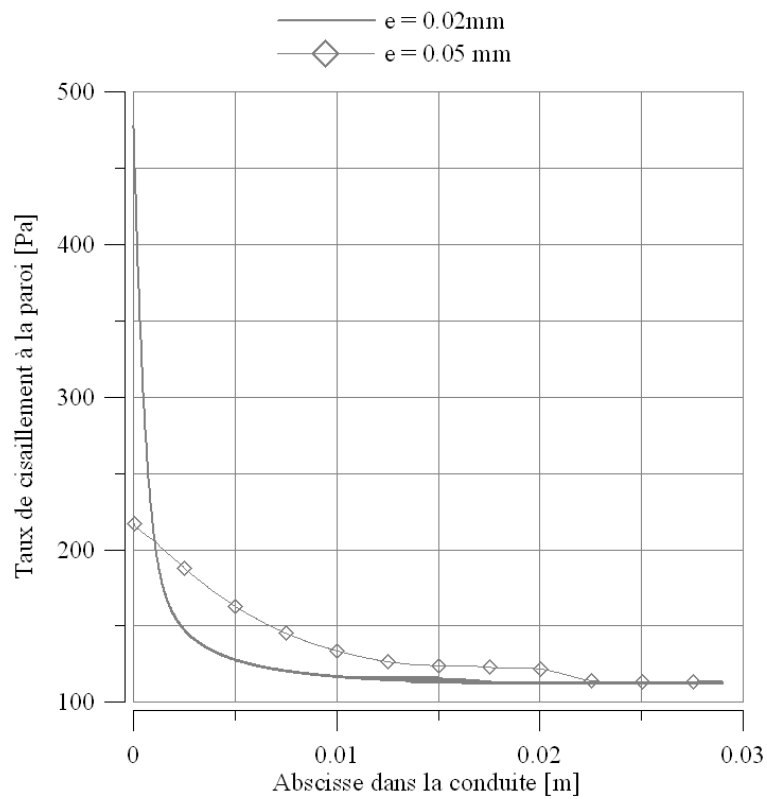


FIG. 7.24 – Evolution du taux de cisaillement à la paroi sur une génératrice intérieure de la conduite de grande section pour deux maillages différents. Espacement maximal entre noeuds de 0.02 mm et 0.05 mm.

### Evolution de $\log(\Lambda)$ en fonction de $\log(R_e)$

De même que pour la conduite circulaire, il est intéressant de caractériser l'évolution du logarithme du coefficient de perte de charge en fonction du logarithme nombre de Reynolds pour les deux conduites présentées précédemment. Le coefficient de perte de charge  $\Lambda$  et le nombre de Reynolds  $R_e$  font intervenir le diamètre hydraulique de la section défini comme :

$$D_h = \frac{4 \cdot S}{P}$$

où

- S est la section de la conduite [ $m^2$ ],
- P est le périmètre mouillé de la section [m].

On a alors pour  $\Lambda$  et  $R_e$  les expressions 7.4 et 7.5.

$$R_e = \frac{U \cdot D_h}{\nu} \quad (7.4)$$

$$\Lambda = \frac{2 \cdot \Delta P \cdot D_h}{L \cdot \rho \cdot U^2} \quad (7.5)$$

Avec :

- $\Delta P$  : différence de pression sur la longueur L [Pa],
- $\Lambda$  : coefficient de perte de charge,
- L : longueur sur laquelle on étudie l'écoulement [m],
- $D_h$  : diamètre hydraulique de la conduite [m],
- $\rho$  : masse volumique du fluide [ $kg/m^3$ ],
- $\nu$  : viscosité cinématique du fluide [ $m^2/s$ ],
- U : vitesse débitante de fluide [m/s].

Il existe des relations similaires entre  $\Lambda$  et  $R_e$  dans le cas des conduites circulaires et des conduites non circulaires (Comolet ??). D'une façon générale, on a pour le régime laminaire :

$$\Lambda = \frac{B}{R_e}$$

et lorsque l'écoulement devient turbulent, la relation s'écrit :

$$\Lambda = \frac{C}{R_e^{1/4}}$$

Avec B et C dépendant de la géométrie de la section d'écoulement.

Ces relations seront confrontées aux résultats numériques obtenus sur deux sections très différentes extrudées sur une longueur de 100 mm comme précédemment. les différents points de calcul obtenus sont présentés figure 7.25. Rappelons que pour  $R_e \leq 2000$  (ou  $\log(R_e) \leq 3.3$ )

	Laminaire	Turbulent
Evolution théorique $\Lambda - R_e$ $\log(\Lambda) - \log(R_e)$	$\Lambda = \frac{B}{R_e}$ $\log(\Lambda) = -\log(R_e) + \log(B)$	$\Lambda = C \cdot R_e^{-1/4}$ $\log(\Lambda) = -0.25 \cdot \log(R_e) + \log(C)$
Evolution numérique Petite section	$\log(\Lambda) = -0.999 \cdot \log(R_e) + 0.543$ $\Rightarrow B = 3.49$	$\log(\Lambda) = -0.258 \cdot \log(R_e) - 1.647$ $\Rightarrow C = 0.55$
Grande section	$\log(\Lambda) = -1.003 \cdot \log(R_e) - 0.722$ $\Rightarrow B = 0.19$	$\log(\Lambda) = -0.233 \cdot \log(R_e) - 2.471$ $\Rightarrow C = 3.38E - 3$

TAB. 7.10 – Evolutions théoriques (d'après Comolet [44]) et modélisées du coefficient de perte de charge  $\Lambda$  en fonction du nombre de Reynolds  $R_e$  pour les régimes laminaire et turbulent dans le cas d'une conduite singulière. L'essai 4BR60 sous 2.9 MPa correspond à la petite section et l'essai 2BR70 sous 0.8 MPa correspond à la grande section.

le régime est laminaire, tandis que pour  $R_e > 3000$  (ou  $\log(R_e) > 3.8$ ) le régime est turbulent et, qu'entre ces deux valeurs, la transition est mal définie. Une fois de plus nous nous sommes cantonnés à l'étude d'une conduite hydrauliquement lisse ( $R_e \leq 10^5$ ). En zone laminaire et turbulente, les points s'alignent selon des droites dont les équations sont définies tableau 7.10. Les relations théoriques et numériques sont en accord, les coefficients B et C ayant leur valeur propre en fonction de la géométrie de la conduite. Remarquons qu'à un nombre de Reynolds donné, le coefficient de perte de charge est plus élevé pour la petite section (coefficient B=3.49) que pour la grande (coefficient B=0.19), c'est un résultat logique qui montre la validité de nos calculs, qui comportent cependant une certaine incertitude.

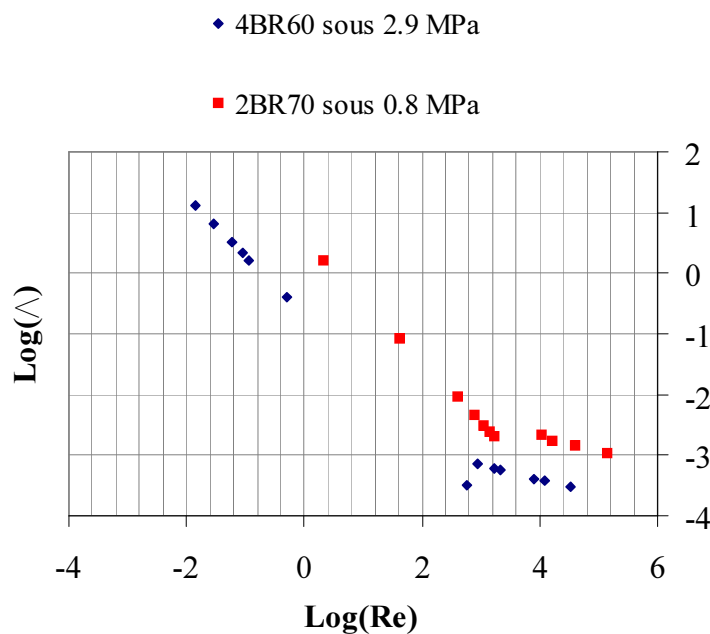


FIG. 7.25 – Evolution modélisée du coefficient de perte de charge  $\Lambda$  en fonction du nombre de Reynolds  $R_e$  pour deux conduites singulières. L'essai 4BR60 sous 2.9 MPa correspond à la petite section et l'essai 2BR70 sous 0.8 MPa correspond à la grande section.



### Incertitude sur les résultats

Nous avons retenu deux sources d'incertitude. Dans un premier temps, nous estimons que la mesure (expérimentale) de la profondeur de la conduite, s'accompagne d'une erreur de l'ordre de 20 %. S'il s'agit plus d'une tolérance de réalisation de la rainure dans la roche que d'une erreur de mesure, celle-ci se répercute quand même sur la géométrie de la section étudiée avec Fluent. Par ailleurs, nous avons vu que le maillage a une certaine influence sur les résultats. Les dits résultats sont le débit (conduisant à la transmissivité) et le taux de cisaillement à la paroi.

Nous avons vu que l'erreur majorante obtenue en choisissant un espacement maximal entre les noeuds de 0.05 mm conduit à une erreur de 13% à 25% sur le débit et donc sur la transmissivité. De même l'erreur maximale obtenue sur le taux de cisaillement est de l'ordre de 5%.

Afin de savoir quelle est l'influence d'une erreur de 20% sur la section, nous avons mené plusieurs calculs pour lesquels l'ordonnée des noeuds bas de la section, ceux correspondant à la bentonite dans la simulation mécanique, a été décalée de plus ou moins 20%. Ceci engendre une erreur de 50% sur la transmissivité et de 25% sur le taux de cisaillement. Les valeurs erreurs sont récapitulées dans le tableau 7.11. Les autres erreurs numériques possibles ne sont donc pas prises en compte.

	Incertitude sur la transmissivité	Incertitude sur le cisaillement à la paroi
Due à la géométrie	$\frac{\Delta T}{T} = 50\%$	$\frac{\Delta \tau}{\tau} = 25\%$
Due au maillage	$\frac{\Delta T}{T} = 13\%$	$\frac{\Delta \tau}{\tau} = 5\%$

TAB. 7.11 – Incertitudes sur la transmissivité et le taux de cisaillement à la paroi dues à l'incertitude sur la section et au choix du maillage.

Nous prendrons en compte ces incertitudes lors de l'exploitation des résultats en prenant soin de tracer une barre d'erreur sur les graphiques.

#### 7.4.3.3 conclusions

Ces études préliminaires de validation des modélisations numériques nous ont permis de vérifier, d'un point de vue local ou global, que les écoulements étudiés correspondent bien aux résultats disponibles dans la littérature, tant pour un écoulement dans une conduite circulaire que pour les deux conduites singulières extrêmes de notre étude. Par ailleurs, si une longueur de 40 à 50 diamètres est nécessaire pour obtenir le régime établi et la stabilisation des grandeurs hydrauliques, il semble que pour la section singulière, ce régime puisse être atteint bien que la conduite soit moins élancée (figure 7.24).

L'influence du maillage a également été testée de façon à choisir au mieux l'espacement maximal entre les noeuds. Un compromis a été fait entre précision et temps de calcul, tout en sachant que cela conduit à une erreur qui a été quantifiée. De même l'erreur sur les grandeurs hydrauliques provenant d'une incertitude sur les dimensions de la section est déterminée.

Finalement, si la rugosité de la conduite n'est pas un paramètre de notre étude, c'est que la conduite nous semble, raisonnablement, hydrauliquement lisse. Ces vérifications effectuées, passons à la suite de l'étude en modélisant numériquement l'évolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale.

#### 7.4.4 Evolution de la transmissivité avec la contrainte normale

L'objectif de ce calcul est de déterminer si les sections obtenues par l'approche mécanique permettent de décrire l'écoulement expérimental. Les sections extrudées, formant ainsi les conduites, sont soumises aux conditions expérimentales de gradient de pression et nous calculons la transmissivité selon la formule 4.29 présentée paragraphe 4.5.3. Puis, nous comparons les valeurs de transmissivité obtenues avec Fluent aux valeurs expérimentales d'une part et aux valeurs obtenues par la loi cubique d'autre part. Rappelons que cette loi, régulièrement utilisée en mécanique des roches, est pourtant loin d'être satisfaisante malgré les différentes corrections apportées (Lomize [117], Louis [118]). Nous verrons que les résultats obtenus avec Fluent peuvent être améliorés de façon à reproduire avec plus de précision les phénomènes expérimentaux.

##### 7.4.4.1 Données utilisées

La démarche permettant d'obtenir une section d'écoulement étant présentée paragraphe 7.3.5, nous ne reviendrons pas sur ce point. Présentons, tableau 7.12, les données expérimentales nécessaires à ce calcul. Pour les étapes de chargement dans lesquelles les paramètres hydrauliques (pression, débit, transmissivité) varient, nous menons le calcul pour la pression maximale et la pression minimale afin d'avoir un encadrement des valeurs possibles de transmissivité. Enfin, les sections servant pour la création de la conduite sont présentées figure 7.26. Il s'agit, en réalité, de demi sections car il existe un axe de symétrie en  $x=0$ . Pour plus d'informations sur les courbes expérimentales, on pourra se référer aux annexes regroupant les résultats d'essais.

Contrainte normale expérimentale [MPa]	0.75	1.35	1.60	2.05	2.35	2.90
Pression d'injection d'eau expérimentale [kPa]	60	54	60 et 250	80	80 et 280	85
Paramètres mécaniques	E= 22 MPa , $\nu = 0.45$					
Aire de la section [ $m^2$ ]	2.03E-7	1.53E-7	1.28E-7	8.29E-8	4.46E-8	1.66E-9
Diamètre hydraulique [m]	4.48E-04	3.37E-04	3.20E-04	2.39E-04	1.46E-04	6.50E-06
Espacement maximal entre noeuds [mm]	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.02

TAB. 7.12 – Essai 4BR60 : données expérimentales et numériques utilisées pour le calcul de transmissivité avec Fluent. Les variations expérimentales des paramètres hydrauliques à certaines étapes de chargement nécessitent de définir une pression maximale et minimale.

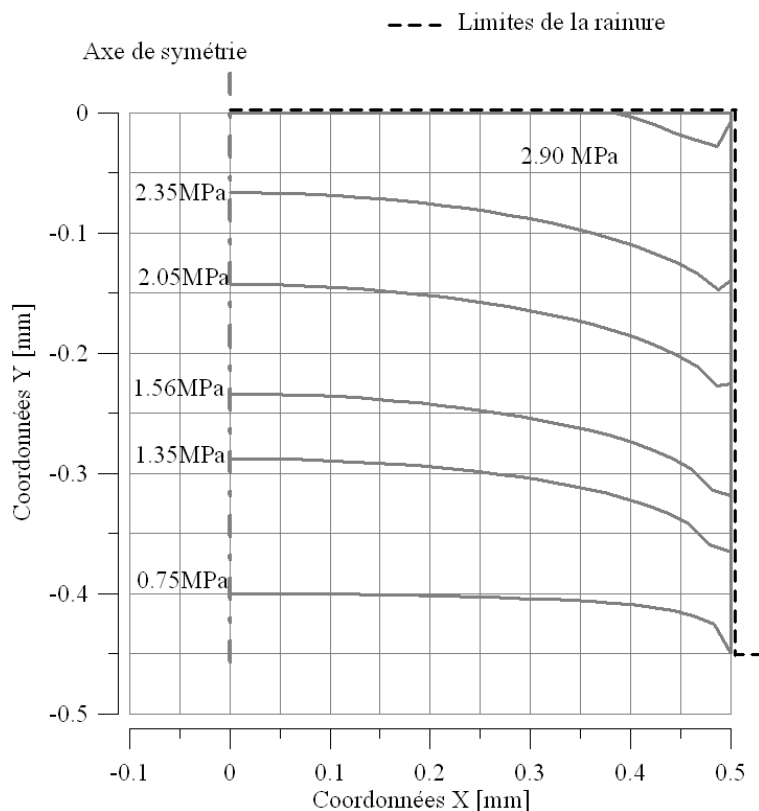


FIG. 7.26 – Sections singulières : demi sections d’écoulement pour 6 étapes de chargement déterminées avec Abaqus. Axe de symétrie en  $x=0$ . Modélisation de l’essai 4BR60 pour le suivi de la transmissivité en fonction de la contrainte normale.

#### 7.4.4.2 Résultats obtenus

Nous avons mené des calculs numériques pour 6 étapes de chargement (3 sont des étapes, 3 des points intermédiaires) dont les résultats sont synthétisés dans le tableau 7.13. Par ailleurs, nous pouvons voir, figure 7.27, les évolutions numérique et expérimentale de la transmissivité en fonction de la contrainte normale. Les barres d’erreur ne sont pas tracées sur cette figure afin de ne pas la surcharger mais la fourchette d’erreur est présentée dans le tableau 7.13. Le nombre de Reynolds le plus élevé calculé ici est de l’ordre de 4000 ce qui vérifie  $Re \leq 10^5$  et la condition pour avoir une conduite hydrauliquement lisse. Bien qu’exprimées dans les paragraphes précédents, les expressions de la transmissivité intrinsèque sont rappelées ici dans le cas de la loi cubique (équation 7.6) et dans le cas expérimental (équation 7.7).

$$T_{cubique} = \frac{D_h^3}{12} \quad (7.6)$$

$$T_{exp} = \frac{Q \cdot \mu \cdot (r_e - r_i)}{P \cdot l} \quad (7.7)$$

Avec

- $D_h$  : diamètre hydraulique [m],
- $P$  : pression d’injection [Pa],

- 
- $Q$  : débit de fluide dans l'interface [ $m^3/s$ ],
  - $r_e - r_i$  : longueur de la conduite [m],
  - $l$  : largeur de la section de conduite [m].
- 
- $T_{cubique}$  : transmissivité intrinsèque calculée par la loi cubique,
  - $T_{exp}$  : transmissivité intrinsèque déduite de l'expérience,

Contrainte normale expérimentale [MPa]	0.75	1.35	1.56	2.05	2.35	2.90
Pression numérique statique [kPa]	65	57	63 et 239	79	81 et 280	85
Transmissivité intrinsèque calculée avec Fluent [ $m^3$ ]	1.3E-12	8.1E-13	5.7E-13 .8E-13	2.9E-13	6.1E-14 et 5.8E-14	1.3E-16
Fourchette d'erreur						
$T_{min}$ [ $m^3$ ]	5.8E-13	3.6E-13	2.5E-13 et 1.7E-13	1.3E-13	2.7E-14 et 2.6E-14	5.8E-17
$T_{max}$ [ $m^3$ ]	2.1E-12	1.3E-12	9.4E-13 et 6.3E-13	4.8E-13	1E-13 et 9.6E-14	2.1E-16
Transmissivité Loi cubique [ $m^3$ ]	7.5E-12	3.2E-12	2.7E-12	1.1E-12	2.6E-13	2.3E-17
Transmissivité expérimentale [ $m^3$ ]	8E-13	7E-13	8E-14 et 5E-13	5E-13	6E-14 et 5E-13	4.5E-13
Nombre de Reynolds $R_e$	3196	1931	1555 et 3939	1135	280 et 900	1
Régime d'écoulement	T	L/T	L/T et T	L	L	L

TAB. 7.13 – Essai 4BR60 : paramètres hydrauliques obtenus avec Fluent et en utilisant la loi cubique dans l'étude de l'évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale. T : turbulent, L : laminaire, L/T : zone de transition entre les régimes laminaire et turbulent.

Rappelons dans un premier temps que la transmissivité expérimentale décroît lorsque la contrainte normale augmente, cette décroissance pouvant toutefois être perturbée par le phénomène d'érosion. Ce phénomène, visible aux deuxième et troisième étapes expérimentales de chargement, correspond à une ouverture rapide de l'interface s'accompagnant d'une chute de pression et d'une augmentation de débit. La transmissivité augmente alors logiquement.

L'utilisation d'Abaqus et de Fluent permet de reproduire la décroissance de la transmissivité avec la contrainte et les valeurs de transmissivités numérique et expérimentale sont relativement proches. Toutefois, la modification de section par érosion n'étant pas prise en compte, les courbes divergent au delà de 2.35 MPa. Par ailleurs, imposer des pressions différentes pour une même étape de chargement ne permet pas de reproduire les variations expérimentales. Si le calcul est laminaire, cela ne change pas le résultat (étape à  $\sigma_n = 2.35MPa$ ). Si le calcul est turbulent, les points sont différents (étape à  $\sigma_n = 1.6MPa$ ) mais la diminution de pression s'accompagne alors d'une diminution de débit contrairement à ce qui se passe en cas d'érosion. On ne peut donc pas reproduire les variations expérimentales complètes.

Nous avons choisi d'exprimer également la transmissivité à l'aide de la loi cubique, largement controversée. Ici, les parois sont lisses, la tortuosité nulle et pour les faibles contraintes on se rapproche d'un écoulement entre des plans. Autant dire que les hypothèses liées à cette loi sont bien mieux vérifiées que dans la plupart des cas d'utilisation en mécanique des roches. Et pourtant, s'il est possible de simuler la décroissance de la transmissivité, les valeurs calculées par selon la loi cubique ne correspondent pas au cas expérimental dont elles diffèrent d'un facteur 10. En outre, il n'est pas possible de prendre en compte une variation de pression. A une section donnée ne correspond qu'une valeur de transmissivité ce qui n'est pas envisageable pour poursuivre notre étude. Notons que la courbe s'écarte logiquement du résultat expérimental pour  $\sigma_n > 2.35MPa$ .

Il est nécessaire de pouvoir prendre en compte ce phénomène d'érosion afin de modéliser correctement l'évolution de la transmissivité avec la contrainte normale dans le cas d'interface Argilite Bentonite. Nous proposons de continuer l'étude en ce sens au paragraphe suivant.

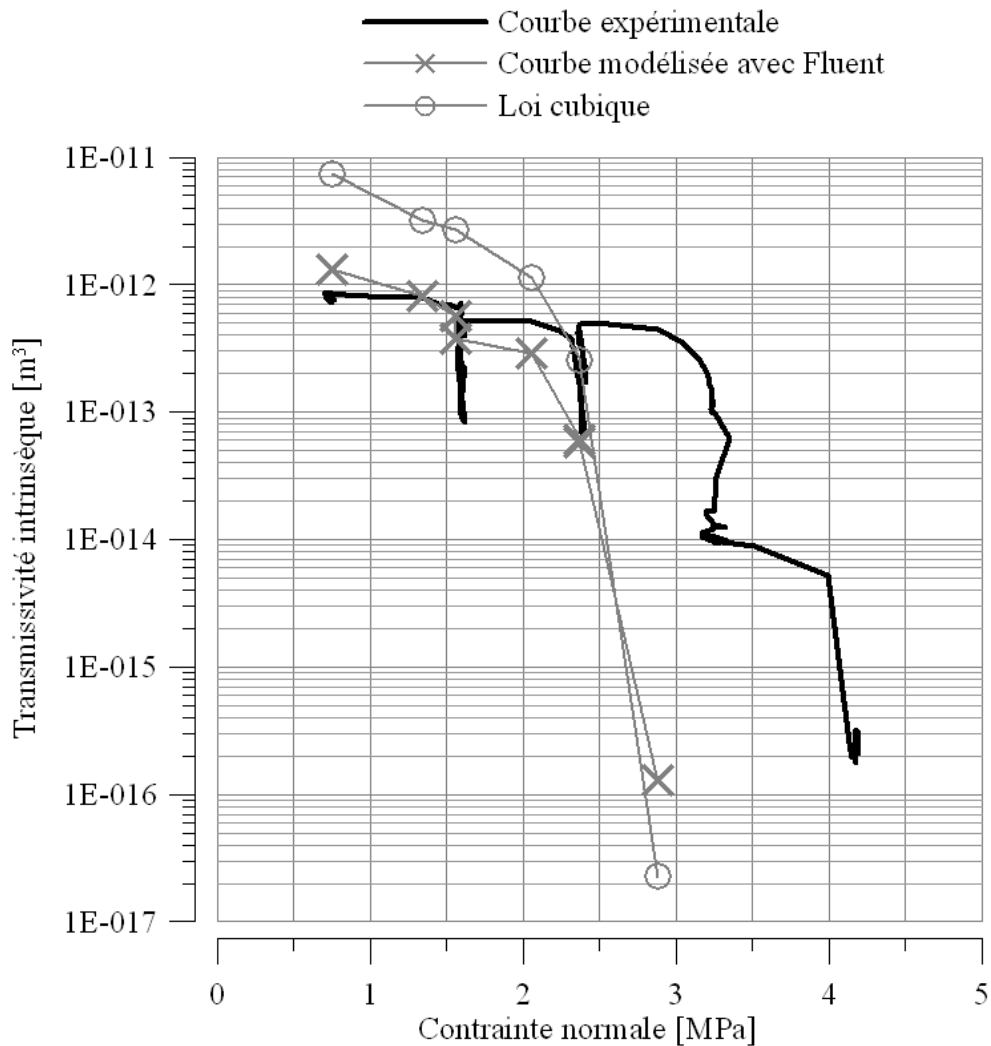


FIG. 7.27 – Essai 4BR60 : évolutions expérimentale, numérique et selon la loi cubique de la transmissivité en fonction de la contrainte normale.

#### 7.4.5 Simulation de l'érosion

Nous avons vu précédemment que l'érosion est un phénomène important à prendre en compte pour reproduire numériquement l'évolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale. Avant de le faire, il est nécessaire d'en comprendre les mécanismes et c'est l'objectif de ce paragraphe. Trois essais comptant chacun deux phénomènes d'érosion serviront de base à ce travail. Nous pourrons ainsi étudier douze situations d'érosion pour quantifier les paramètres déclencheurs. En effet, nous nous intéressons à l'écoulement avant et après érosion. Une fois déterminée la contrainte de cisaillement seuil, nous proposerons un algorithme de modèle plus complexe permettant de retrouver les résultats expérimentaux.

##### 7.4.5.1 Méthode de détermination de la contrainte seuil de cisaillement $\tau_S$

Les suspensions de bentonite, couramment utilisées en géotechnique, ont fait l'objet de maintes études et sont considérés par de nombreux auteurs comme des fluides de Bingham (Nickel [141],

Yong [196]). Dans un tel fluide, l'écoulement n'est possible que si la contrainte de cisaillement appliquée au fluide dépasse un certain seuil. La bentonite que nous étudions n'est cependant pas à l'état de fluide, puisque la teneur en eau des échantillons est de l'ordre de 20% à 40 % quand Yong considère des suspensions de teneur en eau supérieure à 1000%. Toutefois, la sensibilité de la bentonite compactée à l'eau a pour conséquence la formation d'un gel aux propriétés mécaniques différentes (Grindrod [87], Pusch [155]). Ce gel, que nous avons observé nous permet de rejoindre les travaux de Pusch [155]. Il étudie conjointement l'érosion d'une bentonite compactée et les contraintes seuil de suspensions à fortes teneurs en eau (comprises entre 300% et 1000%), afin de relier les deux phénomènes. Fort des résultats de Pusch, nous considérons que l'érosion observée peut être décrite en utilisant un seuil de contrainte de cisaillement que nous nous proposons de déterminer par un calcul numérique. La démarche suivie sera la suivante : nous repérons les phases d'érosion lors des essais 4BR60, 3BR80 et 2BR70 et nous considérons que l'on a :

- $\tau \geq \tau_S$  avant érosion lors du pic de paramètres hydrauliques (paragraphe 5.5.4.5).
- $\tau \leq \tau_S$  après érosion quand les paramètres hydrauliques sont stabilisés.

Avec :

$\tau$  : contrainte de cisaillement exercée par le fluide sur la bentonite lors de l'écoulement [Pa],

$\tau_S$  : contrainte de cisaillement seuil au delà de laquelle il y a érosion.

En ce qui concerne l'évolution des sections, précisons que les calculs mécaniques nous fournissent les sections avant érosion. La modification imputable à l'érosion est réalisée manuellement dans un premier temps. Pour cela, nous agrandissons progressivement la section en décalant les noeuds, sachant qu'à pression constante, une augmentation de la section engendre une augmentation de transmissivité. L'érosion "manuelle" est arrêtée lorsque l'on obtient la concordance des transmissivités numérique et expérimentale dans la gamme d'incertitude donnée. Notons que pour l'instant, le schéma d'érosion n'est pas un paramètre d'étude. Nous apportons quelques détails quant à l'évolution des sections figure 7.28 et tableau 7.14, en nous basant sur l'essai 4BR60. De plus, rappelons que la démarche permettant d'obtenir les sections avec Abaqus est présentée paragraphe 7.3.5.

	Obtenues avec ABAQUS			modification manuelle		
	<b>Section NE à 1.56 MPa</b>	Section NE à 2.35 MPa	Passage 1.56NE $\Rightarrow$ 2.35NE	<b>Section E à 1.56 MPa</b>	<b>Section NE à 2.35 venant de 1.56E</b>	<b>Section E à 2.35 MPa</b>
X [mm]	0	0	$\Delta X = 0$	0	$X_{2.35NE} = X_{1.56E}$ $+\Delta X = 0$	0
Y [mm]	-0.2338	-0.0665	$\Delta Y = 0.1673$	-0.3	$Y_{2.35NE} = Y_{1.56E}$ $+\Delta Y = -0.1327$	-0.17

TAB. 7.14 – Coordonnées X et Y du noeud bas de l'axe de symétrie de la section permettant de construire la conduite modélisée (voir figure 7.28). Les coordonnées X et Y de la section non érodée (NE) sont obtenues par Abaqus, celles des sections érodées (E) par modification "manuelle". Les sections en gras sont les sections représentées figure 7.28. Afin de reproduire l'évolution expérimentale de la bentonite, la section à 2.35 MPa non érodée (NE) est construite à partir de la section à 1.56 MPa érodée en supposant un déplacement de  $\Delta X$  et  $\Delta Y$  entre les deux étapes. De ce fait, nous la noterons 2.35NE-1.56E.

Par ailleurs, apportons quelques précisions sur la détermination de la contrainte de cisaillement. En effet, cette dernière n'est pas constante sur l'ensemble de la surface de la bentonite. Dans un premier temps, visualisons les variations possibles de la contrainte de cisaillement à la paroi

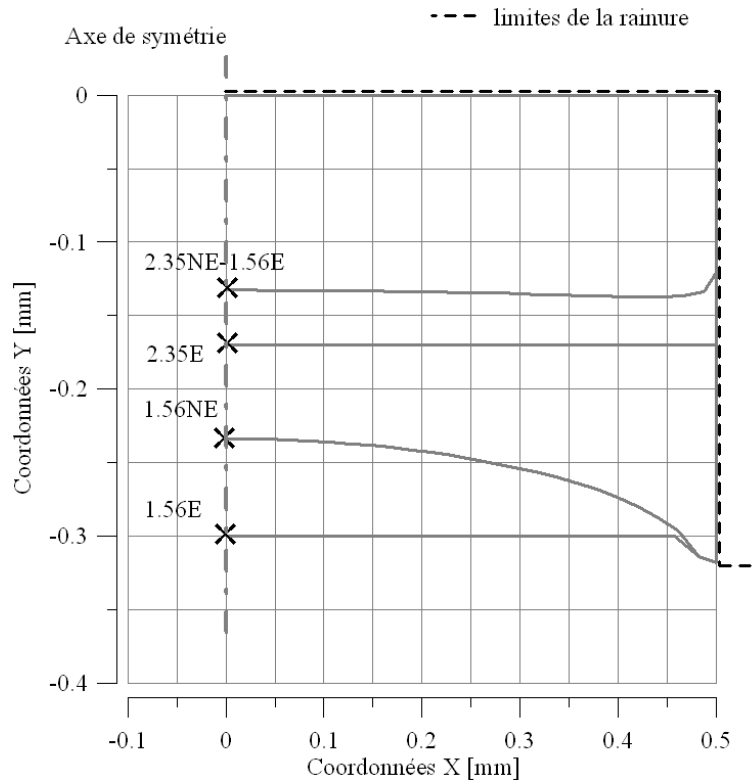


FIG. 7.28 – Sections érodées (E) et non érodées (NE) utilisées pour la modélisation des écoulements de l'essai 4BR60. Etapes de chargement : 1.56 MPa et 2.35 MPa. La croix représente le noeud bas de l'axe de symétrie.

en fonction de l'abscisse de la conduite pour un régime laminaire et pour un régime turbulent (figure 7.29). Nous considérons que c'est la section minimale qui conditionnera l'écoulement donc, lorsque nous sommes dans la situation  $\tau \geq \tau_S$  (resp.  $\tau \leq \tau_S$ ) nous choisirons la valeur de cisaillement la plus faible (resp. la plus forte).

En ce qui concerne la variation de contrainte de cisaillement dans le plan de la section, nous imaginons que l'amorce d'érosion se fait au niveau de la réduction de section. En effet, l'analyse des résultats numériques montre que c'est au voisinage du plan de symétrie que le taux de cisaillement est en général le plus élevé. Notons qu'une érosion, ne serait-ce que partielle, de la section modifie les paramètres hydrauliques. Nous retiendrons donc la valeur de contrainte de cisaillement au niveau de l'axe de symétrie qui majorera la valeur réelle de contrainte seuil. Le modèle que nous proposerons en perspective sera l'occasion d'affiner cette valeur de la contrainte seuil  $\tau_S$ .

Dans tous les cas, nous excluons les valeurs de taux de cisaillement relevées sur des noeuds proches des limites du modèle (i.e. pas de mesure pour  $z \leq 4$  mm ni sur les cinq derniers noeuds de la section  $x \geq 0.4$  mm). Finalement, les douze cas modélisés nous permettent d'avoir un ensemble de bornes supérieures et inférieures du taux de cisaillement seuil. Précisons toutefois que lors de certains essais, la contrainte normale a été augmentée avant que les paramètres hydrauliques post érosion soient stabilisés. Nous n'avons donc pas systématiquement une borne supérieure et une borne inférieure par événement étudié.



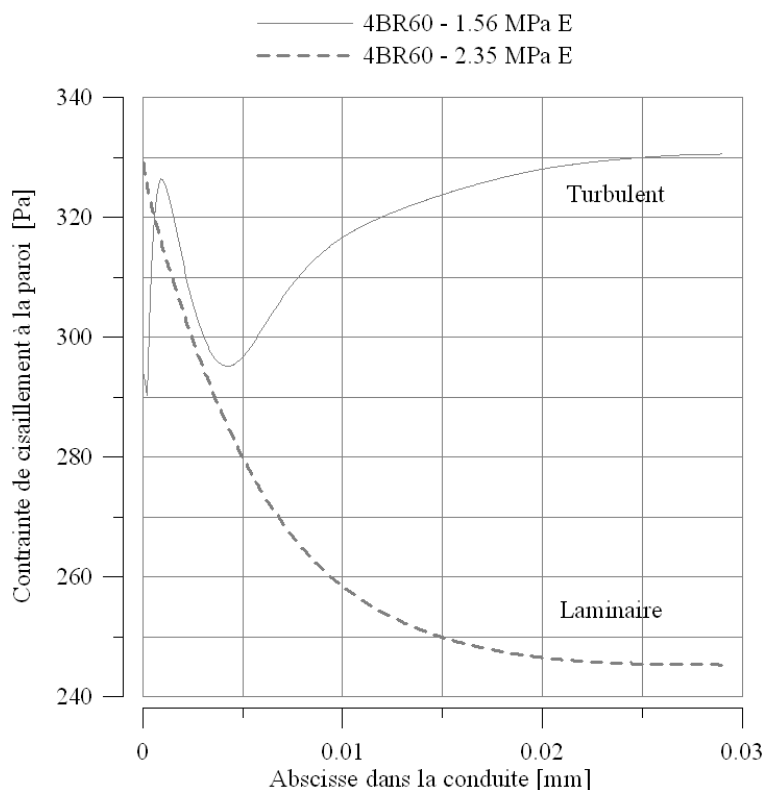


FIG. 7.29 – Evolution de la contrainte de cisaillement à la paroi en fonction de l’abscisse  $Z$  dans la conduite dans le cas de l’essai 4BR60 pour deux étapes de chargement.  $\tau$  retenu dans le cas laminaire = 245 Pa.  $\tau$  retenu dans le cas turbulent = 295 Pa.

#### 7.4.5.2 Résultats obtenus

Les résultats les plus pertinents pour tirer des conclusions quant à l’existence d’une contrainte seuil sont recensés tableau 7.15 tandis que l’ensemble des données est disponible en annexe E. Nous confrontons, dans ce tableau, la fourchette de transmissivités numériques à la valeur expérimentale et nous pouvons y lire la contrainte de cisaillement à la paroi et l’épaisseur moyenne érodée. Ces informations sont données pour chaque cas étudié en précisant si l’on se trouve juste avant ou juste après l’érosion et quelle est alors la valeur du taux de cisaillement à la paroi  $\tau$  comparé à la valeur seuil  $\tau_S$ .

Dans la mesure du possible, nous cherchons à obtenir une transmissivité numérique telle que la transmissivité expérimentale soit incluse dans la fourchette d’erreur numérique. Si cela est possible pour les sections érodées, ce n’est pas le cas pour les sections déterminées par calcul mécanique avec Abaqus qui ne sont pas modifiables. Nous pouvons ainsi voir qu’il existe un facteur 5 entre la transmissivité numérique et la transmissivité expérimentale pour l’essai 3BR80 sous 2.25 MPa. Le taux de cisaillement correspondant sera alors considéré comme un point aberrant (figure 7.30).

La figure 7.30 est une représentation graphique de ces résultats. Les taux de cisaillement sont représentés avant et après chaque événement d’érosion. Afin de valider l’existence de la contrainte seuil  $\tau_S$  et d’en déterminer la valeur, il est nécessaire de définir une barre d’erreur. Nous pouvons voir que la majorité des points se situe entre 300 et 700 Pa. Par ailleurs, en utilisant les barres d’erreur, on peut estimer qu’une valeur seuil comprise entre 350 Pa et 550 Pa permet de vérifier

Essais	$\sigma_n$ [MPa]	N° évé- -nement	Situation	$P_{exp}$ [kPa]	$P_{num}$ [kPa]	$T_{exp}$ [m <sup>3</sup> ]	$T_{num}^{min}$ [m <sup>3</sup> ]	$T_{num}^{max}$ [m <sup>3</sup> ]	$\tau$ retenu [Pa]	épaisseur érodée [mm]
4BR60	1.56	5	AV, $\tau \geq \tau_S$	250	239	3.6E-13	1.7E-13	6.3E-13	775	0.04
			AP, $\tau \leq \tau_S$	75	73	8.5E-13	3.9E-13	14.3E-13	295	
	2.35	6	AV, $\tau \geq \tau_S$	75	73	8.5E-13	3.9E-13	14.3E-13	295	0.04
			AP, $\tau \leq \tau_S$	75	73	8.5E-13	3.9E-13	14.3E-13	295	
2BR70	0.6	1	AV, $\tau \geq \tau_S$	150	145	7.5E-13	2.9E-13	11E-13	550	0.06
			AP, $\tau \geq \tau_S$	100	99	1E-12	4.7E-13	1.6E-13	295	
	1.3	2	AV, $\tau \geq \tau_S$	210	218	5E-13	2.5E-13	9.3E-13	880	0.01
			AP, $\tau \leq \tau_S$	130	141	9E-13	3.1E-13	10.4E-13	560	
3BR80	1.4	3	AV, $\tau \geq \tau_S$	220	217	1.8E-13	1.1E-13	4.1E-13	450	0.04
			AP, $\tau \geq \tau_S$	150	147	3E-13	1.7E-13	6.3E-13	330	
	2.25	4	AV, $\tau \geq \tau_S$	330	335	7E-14	5.7E-15	2.1E-14	120	0.04
			AP, $\tau \leq \tau_S$	280	273	9E-14	3.2E-14	11.6E-14	400	

TAB. 7.15 – Simulation de l'érosion de la bentonite, essai 4BR60, 3BR80 et 2BR70 : paramètres expérimentaux et paramètres numériques résultant des calculs menés avec Fluent. Suivant la situation d'érosion (avant : AV ou après : AP), le taux de cisaillement à la paroi  $\tau$  est un majorant ( $\tau \geq \tau_S$ ) ou un minorant ( $\tau \leq \tau_S$ ) de la valeur seuil notée  $\tau_S$ . Le numéro correspond à la numérotation des événements présentés figure 7.30.

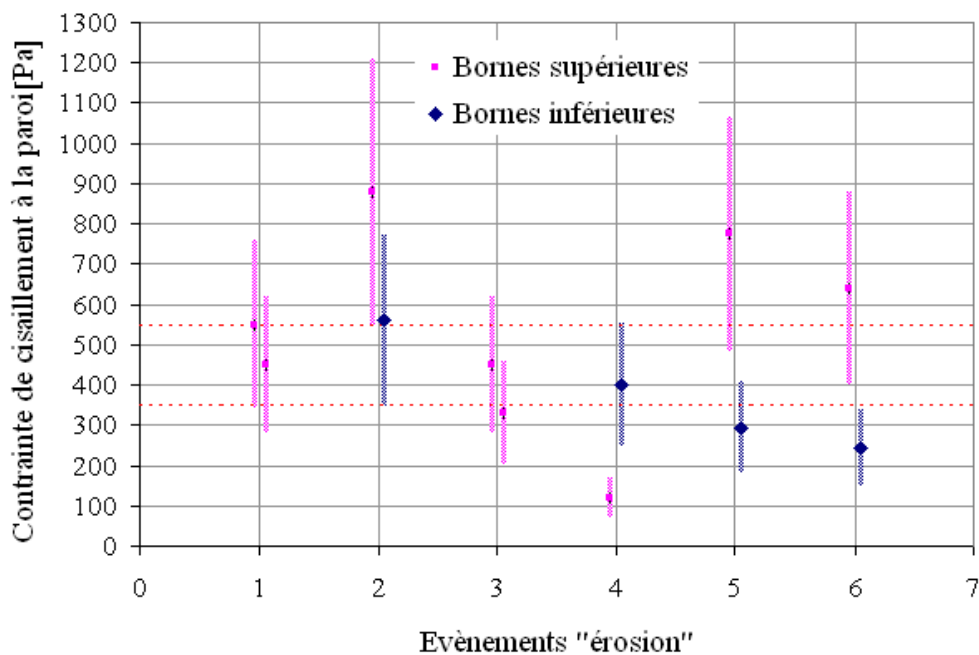


FIG. 7.30 – Réunion d'événements d'érosion, essais 4BR60, 3BR80 et 2BR70 : contraintes de cisaillement à la paroi déterminées numériquement avant et après événements d'érosion. La plage de valeurs seuil possibles est représentée en pointillés.

les conditions numériques d'érosion (zone représentée entre pointillés).

De nombreux auteurs ont observé l'érosion de bentonites compactées lors de la circulation de fluide (Missana [130], Grindrod [87], Pusch [155]). Si des données existent sur des suspensions de

bentonite se comportant comme des fluides non newtoniens (Yong [196], Nickel [141]), Grindrod précise que les contraintes seuil de cisaillement de bentonites à forte densité sont plus rares dans la littérature.

Rappelons qu'une zone d'expansion se développe en surface de la bentonite compactée lorsqu'un fluide y circule. Cette expansion, fonction de l'état de saturation et de la densité volumique de l'argile (Pusch [155]), modifie les propriétés de la bentonite qui peut alors être décrite localement comme un gel. Ce dernier qui se forme progressivement est généralement assimilé à un fluide de Bingham et c'est cette zone qui est la plus sensible à l'érosion (Pusch [155], Missana et al. [130]). Ce sont donc les propriétés de ce gel qui nous intéressent dans le cadre de cette problématique.

Nous même avons observé la formation d'un gel en surface des échantillons testés et, d'après les calculs menés avec Fluent, l'épaisseur moyenne érodée (pour les 6 cas étudiés) est de l'ordre de 0.04 mm. Ceci pourrait correspondre à l'épaisseur du gel se formant au contact de l'eau.

Yong [196] a montré la sensibilité de la contrainte seuil d'écoulement à la nature chimique de la suspension, à la minéralogie de l'argile et à la concentration de bentonite dans la suspension. En effet, l'érosion n'est possible que si les efforts générés par la circulation de fluide deviennent supérieurs aux forces interparticulaires et nous avons expliqué paragraphe 2.1.1 que les forces interparticulaires dépendent énormément de la nature de l'argile et des cations adsorbés entre les feuillets. C'est donc en terme d'ordre de grandeur qu'il convient de comparer nos résultats avec ceux de Pusch [155]. Ce dernier a obtenu des valeurs de contrainte seuil de l'ordre de 900 Pa (pour  $w\%=500$ ) à 1700 Pa (pour  $w\%=300$ ) selon la nature du fluide. Martin Gros d'Aillon [125] détermine les seuils de contrainte de cisaillement sur de la Laponite pour différentes fractions volumiques d'argile et obtient, dans le domaine de teneurs en eau qui nous intéresse, des valeurs comprises entre 20 et 1000 Pa. Considérant que le gel a une teneur en eau comprise entre 150 et 200 % (mesures sur les prélèvements effectués), nous estimons que nos résultats sont cohérents avec ceux de Pusch et de Martin Gros d'Aillon.

## 7.5 Conclusions

Nous avons mené plusieurs modélisations numériques dans le cadre de cette thèse et il nous semble utile de rappeler, dans un premier temps, les différents objectifs que nous nous étions fixé pour chacun des calculs avant de conclure de leur intérêt. Nous évoquerons ensuite les perspectives possibles de travail dans ce domaine.

- L'objectif du calcul de consolidation est de trouver un ordre de grandeur de la perméabilité intrinsèque de la bentonite telle que nous la compactons.
- Le calcul mécanique est la première étape de l'étude générale des variations numériques de transmissivité de l'interface Argilite Bentonite sous contrainte. Un objectif intermédiaire est de retrouver qualitativement les phénomènes observés durant les essais (déformations plastiques locales et fermeture de l'interface).
- L'objectif du calcul hydraulique (seconde étape de la modélisation) mené avec Fluent qui résoud les équations de Navier Stokes est de calculer la transmissivité numérique autrement que par des simplifications drastiques (loi cubique). En outre, ce calcul a pour but d'étudier les régimes d'écoulement et la validité des hypothèses formulées.

Exposons maintenant les conclusions de notre travail et voyons où nous nous situons par rapport aux objectifs initialement fixés.

- Le calcul de consolidation axisymétrique d'un échantillon de sol nous a effectivement permis de proposer un encadrement de la perméabilité intrinsèque de la bentonite telle que nous la compactons. Rappelons que les essais de laboratoire permettant de déterminer de si faibles perméabilités sont généralement très longs et laborieux. A l'heure actuelle, nous estimons que les échantillons testés ont une perméabilité intrinsèque de l'ordre de  $1\text{E-}19\text{ m}^2$ . Les travaux de Kenney et al. [103], Al Shayea [4] ou encore Chapuis [37] montrent que la perméabilité dépend de la fraction massique de bentonite mais qu'au delà de 50% de bentonite, cette perméabilité tend à se stabiliser et varie alors peu. Nous considérerons donc une perméabilité intrinsèque de l'ordre de  $1\text{E-}19\text{ m}^2$  quelle que soit la composition de nos échantillons.
- Les calculs mécaniques menés avec Abaqus nous ont permis d'observer numériquement les phénomènes de plastification locale et de fermeture totale de la rainure. De plus, pour tout niveau de contrainte normale, nous déterminons numériquement la section des vides nécessaire pour le calcul hydraulique. Le jeu de paramètres utilisés, bien que cohérent, ne correspond toutefois pas à un relevé expérimental des propriétés du matériau étudié.
- En ce qui concerne la partie hydraulique, ce premier essai avec Fluent est convaincant et nous engage à poursuivre dans cette voie dans la mesure où :
  - nous avons pu vérifier que même en absence d'érosion, la transmissivité numérique est proche de la transmissivité expérimentale. Précisons que la concordance des résultats corrobore le fait que la géométrie modélisée correspond à la géométrie réelle (i.e. l'écoulement réel se fait bien dans un canal et non pas radialement comme un joint rocheux),
  - nous avons montré que le régime d'écoulement peut être laminaire ou turbulent mais que dans tous les cas, la "conduite" peut être considérée comme hydrauliquement lisse ( $R_e \leq 10^5$ ),
  - nous avons remarqué que les vitesses d'écoulement obtenues sont en désaccord avec l'hypothèse de base de la loi de Darcy (i.e : énergie cinétique  $\frac{1}{2}\rho v^2$  négligeable devant le terme de pression P) et que seul un calcul de mécanique des fluides peut conduire à ce résultat.
  - nous avons observé que même pour une géométrie d'écoulement simple, la loi cubique est limitée. Etendre l'utilisation de Fluent à des joints rocheux permettrait sans doute d'obtenir de meilleurs résultats,
- il est évident que l'érosion est un phénomène à seuil à prendre en compte si l'on veut reproduire les variations expérimentales de transmissivités. L'intérêt de ce travail réside dans la détermination numérique de la valeur de contrainte de cisaillement seuil d'une bentonite compactée et surtout dans les perspectives qu'elle offre. En effet, quantifier ce seuil nous permet de proposer un algorithme de modèle prenant en compte l'érosion dans l'évolution numérique de la transmissivité en fonction de la contrainte normale. L'idée de modèle proposée en perspective, basée sur le principe de seuil, devrait permettre de vérifier la stabilité de la bentonite lorsque la contrainte de cisaillement repasse sous le seuil après érosion. Décrire cette évolution nous paraît intéressant dans le cadre du stockage de déchets nucléaires. En effet, des essais in situ d'écoulement (Dixon et al. [62]) ont montré que les interfaces sont des chemins privilégiés d'écoulement rendant probable l'érosion de la bentonite.

Les calculs effectués pour retrouver l'évolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale peuvent être améliorés sur de nombreux points :

- la représentation monophasique du matériau n'est pas complètement réaliste et ne permet pas de prendre en compte une éventuelle consolidation de l'échantillon.
- les conditions aux limites mécaniques numériques diffèrent des conditions aux limites réelles. Passer à une modélisation 3D permettrait de représenter des conditions aux limites plus proches de celles des essais mais avec un calcul très lourd. Le modèle élastoplastique de Mohr Coulomb drainé est donc une simplification de la réalité et l'on observe une réponse linéaire sur un chemin globalement oedométrique contrairement aux courbes expérimentales.
- nous n'avons pas affiné le maillage au voisinage de la "conduite", ceci permettrait d'atteindre une meilleure précision dans la détermination du taux de cisaillement.
- les mesures de morphologie peuvent être améliorées de façon à définir au mieux de l'espace des vides.
- l'idéal serait de compléter cette approche avec une géométrie plus complète, l'interface entière par exemple, pour vérifier d'éventuels phénomènes d'échelle.

L'ensemble de ce calcul ne constitue qu'une première approche mais le fait qu'il existe une valeur seuil de contrainte de cisaillement nous encourage à persévérer dans cette voie comme le verrons lors des perspectives.

---

## Conclusions générales et perspectives

---

### Conclusions

Ce travail de recherche traite du comportement hydromécanique de différentes interfaces entre géomatériaux prévus dans la conception de sites de stockage de déchets nucléaires. Les observations de Dixon et al [62] lors de l'essai TSX (Tunnel Sealing eXperiment) confirment que les barrières ouvragées peuvent éventuellement présenter une faiblesse en terme de confinement, au niveau de ces interfaces. Il est alors nécessaire de caractériser leur comportement hydromécanique afin de prédire les écoulements possibles dans cette zone en fonction des contraintes et des gradients de fluides appliqués sur les interfaces. C'est la convergence de la galerie au cours du temps qui sera à l'origine de l'application d'une contrainte sur l'interface et c'est la circulation souterraine régionale qui pourra créer les gradients moteurs d'une percolation.

Les paramètres dont nous avons cherché à éclaircir l'influence varient selon les interfaces étudiées. Si la stratification de la roche, le sens de coulage du béton et le rejet latéral ont été les axes d'investigations des interfaces Argilite Mortier, nous nous sommes concentrés sur la composition des mélanges argileux et sur la rugosité des épontes lors des essais sur les interfaces Argilite Bentonite.

Le comportement général qualitatif des interfaces Argilite Mortier est celui des fractures rocheuses : on observe une décroissance de la transmissivité avec l'augmentation de la contrainte normale due à la réduction des vides et à l'augmentation de la tortuosité et une réponse mécanique affectée par la présence de la discontinuité. Il est intéressant de noter que ces essais réalisés ont mis en évidence le fait que la stratification de la roche ou le sens de coulage du béton n'ont pas d'influence, ni sur la réponse mécanique de l'interface ni sur l'évolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale. C'est évident pour la réponse mécanique mais moins pour l'hydromécanique dans la mesure où les valeurs initiales de transmissivité dépendent des conditions hydrauliques et de la rugosité de l'éponte rocheuse. Toutefois, si on considère les résultats en terme de facteur d'évolution  $\theta$  défini par  $T(\sigma_n, P, Q) = \theta(\sigma_n, P, Q) \cdot T_1^{max}$  ( $T_1^{max}$  transmissivité maximale relevée à la première étape de chargement), le regroupement des courbes autour d'une gamme très resserrée de valeurs de  $\theta$  est flagrant. Ceci signifie que malgré la variation de l'orientation de la stratification et l'état local du béton sur la périphérie d'un bouchon de béton

in situ, la transmissivité de l'interface n'est guère modifiée. Ceci est valable en début de vie de l'ouvrage mais la transmissivité sera affectée par le retrait du béton s'il n'est pas empêché et par la refermeture de l'interface lors de la convergence de la galerie.

En effet, Didry et al [58] montrent que l'interface peut s'ouvrir suite au retrait du béton et, même si elle se referme lors de la convergence de la galerie, il sera impossible d'obtenir l'imbrication parfaite originelle des épontes. C'est pourquoi, nous avons testé des interfaces avec un rejet latéral de l'ordre du mm et des interfaces ayant subi une ouverture puis une fermeture sans rejet latéral. L'impact de ce dernier sur le comportement hydromécanique des interfaces est évident et nous l'avons quantifié en proposant une approximation linéaire de l'évolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale. Il apparaît que les interfaces sans rejet latéral se referment 4.5 fois plus vite que celles avec rejet. Ainsi, nous proposons la formulation suivante :

$$T = T_0 \cdot e^{-\alpha \cdot \sigma_n}$$

avec  $\alpha \approx 0.12$  pour les essais avec rejet et  $\alpha \approx 0.54$  pour les essais sans rejet.

Rappelons, que dans la problématique du stockage, de nombreux matériaux sont étudiés, notamment pour réaliser la barrière ouvragée. Conformément à ce que l'on trouve dans la littérature, nous avons testé plusieurs mélanges argileux afin de déterminer si leur composition a une influence sur la réponse hydromécanique de l'interface. En effet, de nombreux auteurs ont montré que les caractéristiques hydrauliques et mécaniques des mélanges argileux sont affectées par la fraction massique de bentonite. Il s'avère que ce n'est pas le cas lors des essais que nous avons réalisés. Quel que soit le mélange, on observe une décroissance rapide de la transmissivité en fonction de la contrainte normale jusqu'à la fermeture complète de l'interface pour des contraintes inférieures à 4 MPa. Le facteur d'évolution  $\theta$  n'est pas affecté par la nature de l'additif, tant que celui ci est inerte (sable ou roche broyée) ni par la fraction massique de bentonite, pour la gamme de fractions étudiées (50 à 90%).

Un phénomène important et récurrent régit le comportement hydromécanique des interfaces Argilite Bentonite : pour tous les essais, quel que soit le mélange utilisé, on observe une dégradation de l'éponte de bentonite par érosion. Si celle ci perturbe ponctuellement la fermeture de l'interface, elle ne l'empêche cependant pas complètement puisque nous avons toujours réussi à refermer le contact sous de plus fortes contraintes normales (8 à 9 MPa).

Il convient d'apporter des précisions quant au ciment employé comme additif. Contrairement au sable et à la roche broyée, celui ci n'est pas inerte et modifie les propriétés plastiques du mélange argileux. Or, ce sont les déformations plastiques de la bentonite qui contribuent à combler les interstices de la roche et permettent de refermer l'interface. Dès lors l'emploi d'une trop forte fraction massique de ciment augmente la raideur du mélange et lui retire ses propriétés plastiques, empêchant aussi la fermeture de l'interface, si bien qu'un mélange BC50 est comparable à une éponte de mortier.

Puis, partant de l'hypothèse que l'interface bouchon/roche hôte serait cisailée lors de la convergence de la galerie, nous avons poursuivi les investigations en soumettant les interfaces à du cisaillement. Cette fois, les paramètres d'étude ont été limités pour ne garder que le mélange BS50 et 4 types de rugosité (éponte lisse, faiblement indentée, moyennement indentée et fortement indentée) .

Afin de quantifier la perte de résistance mécanique due à la discontinuité, nous avons comparé les

résultats à la réponse de la bentonite compactée cisailée dans la masse. Il s'avère que la géométrie des épontes et le niveau de contrainte normale conditionnent la déformation de la bentonite dans les interstices de la roche et donc la part de bentonite sollicitée. Or, deux composantes apparaissent dans la résistance mobilisable en cisaillement : le contact roche/bentonite et la masse de bentonite.

La réponse diffère donc selon la rugosité de l'interface et la contrainte normale appliquée avant le cisaillement : dans le cas d'interface complètement lisse, seul le contact est sollicité et la résistance mécanique est bien plus faible que celle de la masse du mélange. A contrario, lorsqu'on utilise une éponte rugueuse, la bentonite participe à la résistance qui augmente alors. Ceci a été vérifié par une interprétation théorique simplifiée des critères de rupture. Trois zones de critères, fonction de la contrainte normale initiale pour une rugosité donnée, ont été dégagées dans le plan des contraintes.

Par ailleurs, nous avons montré que la présence d'eau affecte également le comportement en cisaillement. En terme de suivi de transmissivité au cours du déplacement relatif tangential, il s'avère que c'est très aléatoire car fonction des zones de vides, tout comme dans le cas des joints rocheux (Hans et al [90]). Toutefois, vu les propriétés plastiques de la bentonite, la proportion de matériau transporté est plus élevée que pour les joints rocheux, pouvant conduire à un "colmatage" local de vides.

Suite à ces investigations expérimentales, nous proposons une étude comparative entre les interfaces Argilite Mortier et Argilite Bentonite pour un cas "grandeur nature". Dans un premier temps, ceci est fait indépendamment du phénomène d'échelle, de la réalité des surfaces rocheuses in situ et de la pertinence de la transmissivité initiale choisie bien que nous nous soyons interrogés sur la représentativité des interfaces utilisées. Tout d'abord, l'évolution qualitative linéarisée de la transmissivité en fonction de la contrainte normale permet de vérifier qu'une interface Argilite Bentonite finit par se refermer contrairement à une interface Argilite Mortier avec rejet latéral. Puis, malgré la discussion possible sur la pertinence de la valeur initiale de la transmissivité intrinsèque, l'application montre une localisation des débits dans l'interface comme l'ont observé in situ Dixon et al [62], quelle que soit le matériau employé pour le bouchon de scellement.

En terme de modélisation, l'évolution de la transmissivité modélisée en fonction de la contrainte normale a mis en évidence l'intérêt d'un réel calcul de mécanique des fluides par rapport à l'utilisation de la loi cubique : les possibilités de calcul (laminaire ou turbulent) et d'exploitation de résultats (contrainte de cisaillement à la paroi) sont grandement améliorés, les résultats obtenus plus proches des valeurs expérimentales. Toutefois, reproduire le comportement expérimental nécessite de prendre en compte l'érosion. Partant du principe qu'il s'agit d'un phénomène seuil piloté par la contrainte exercée par le fluide sur la bentonite, nous avons accédé, par une démarche inverse, à une valeur plausible de ce seuil. La valeur obtenue (entre 350 et 550 Pa) est en accord avec les résultats de Pusch [155] et de Martin Gros d'Aillon [125] sachant que ces résultats sont fortement dépendants de la nature de l'argile, des cations adsorbés, et de la composition chimique du fluide circulant contre la bentonite. L'existence de ce seuil nous permet d'identifier la contrainte de cisaillement comme paramètre déclenchant l'érosion : il ne s'agit pas uniquement d'une pression critique ou d'un débit mais d'une combinaison d'une section d'écoulement et d'un gradient hydraulique engendrant une certaine contrainte de cisaillement à la paroi.



## Perspectives

L'eau n'est pas le seul fluide susceptible de circuler dans les interfaces étudiées. En effet, des dégagements gazeux sont attendus in situ, notamment suite à une éventuelle corrosion des colis. Dès lors, il convient de s'interroger sur l'impact de la coexistence d'une phase gazeuse et d'une phase liquide sur la transmissivité de l'interface puisque nous avons vu que cela perturbe les écoulements dans un milieu poreux saturé. Une campagne d'essai sur des interfaces Argilite Béton et Argilite Bentonite est prévue afin de déterminer l'évolution de la transmissivité à l'air en fonction de la contrainte normale lorsque de l'eau a déjà circulé dans l'interface. Ceci est possible grâce au dispositif développé par Tapan [179]. Il est également prévu, pour cette campagne, de limiter les incertitudes imputables au protocole de préparation des échantillons et à la membrane. En ce sens, le compactage statique sera mené de façon à dissiper l'intégralité des surpressions interstitielles et la membrane sera modifiée de façon à supprimer la double portée à l'origine de la correction en effort. En outre, nous avons vu, dans la partie bibliographique, la forte influence de la succion sur les propriétés hydrauliques et mécaniques de l'argile et, la bentonite mise en oeuvre comme barrière ouvragée ne sera certainement pas saturée. Il conviendrait alors de réaliser une série d'essais de façon à comprendre comment décroît la transmissivité de l'interface avec la contrainte normale lorsque la succion de l'éponte de bentonite varie. A priori, un échantillon à forte succion se "refermera" moins vite qu'un échantillon saturé sauf si la formation locale de gel due à la circulation de fluide suffit à reboucher les vides de l'interface. Nous n'avons pas encore défini comment contrôler la succion, ceci est à l'heure actuelle en cours d'étude.

Par ailleurs, ce concept de stockage de déchets nucléaires est étudié sur le long terme puisqu'il est question d'obtenir un site étanche pour de nombreux siècles. Dès lors, se pose la question de l'évolution des matériaux dans le temps. Plusieurs auteurs se sont penchés sur le problème, que ce soit pour la bentonite, pour la roche ou pour le béton mais nous n'avons rien trouvé dans la littérature concernant les interfaces. Une étude est en cours, intéressant l'ANDRA, au laboratoire "Sols, Solides, Structures", en collaboration avec le laboratoire  $L(MC)_2$  du département Recherche et Développement d'Electricité de France afin de déterminer l'impact de la dégradation par lixiviation (phénomène bien connu de dégradation du béton) d'une éponte de béton sur le comportement hydromécanique d'une interface Argilite Béton. Il existe plusieurs moyens d'accélérer le processus de dégradation dont l'emploi de Nitrate d'Ammonium  $NH_4NO_3$  (Carde [35]). C'est l'option que nous avons choisie pour compléter cette étude. Les échantillons réalisés au laboratoire sont composés d'une éponte de mortier (réplique de roche) et d'une éponte de béton (formulation ANDRA à base de CEM V). Pour une telle pâte de ciment et un rapport  $E/C=0.4$ , Kamali [100] estime le facteur d'accélération à environ 185. C'est à dire que, dans les conditions de l'essai de dégradation, il est possible d'obtenir une épaisseur dégradée identique à celle d'un échantillon lixivié à l'eau pure (équivalent à une situation naturelle) en 185 fois moins de temps. Nous prévoyons de comparer le comportement hydromécanique d'interfaces dégradées au  $NH_4NO_3$  pendant 100 jours à celui d'interfaces intactes et d'interfaces lixiviées à l'eau déionisée pendant 100 jours.

Finalement, en ce qui concerne les perspectives relatives à la modélisation, avoir identifié un phénomène à seuil et la valeur de ce dernier nous encourage à continuer à modéliser l'évolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale en prenant en compte l'érosion. Nous souhaitons utiliser le code CAST3M pour effectuer un couplage hydromécanique prenant en compte la consolidation de l'argile et l'écoulement décrit par les équations de Navier Stokes sans les simplifications drastiques de la loi cubique. En ce qui concerne la prise en compte de l'érosion, nous proposons l'algorithme représenté figure 7.31. L'idée est d'effectuer les calculs

---

mécaniques et hydrauliques successivement et de tester les niveaux de contraintes de cisaillement sur la bentonite pour pouvoir modifier le maillage en conséquence. Une valeur locale de  $\tau$  telle que l'on ait  $\tau \geq \tau_S$  engendre un agrandissement local de la section jusqu'à ce qu'on vérifie  $\tau \leq \tau_S$  en tout point de la surface de bentonite. On peut alors passer à l'étape mécanique suivante. Nous sommes conscients que cette partie est la plus délicate, c'est pourquoi il ne s'agit que d'un projet pour l'instant. Par ailleurs, les paramètres hydrauliques évoluent au cours de l'érosion (la chute de pression s'accompagne d'une augmentation de débit). Une solution possible serait d'imposer une charge hydraulique constante permettant d'avoir des variations similaires aux variations expérimentales : augmentation de pression et baisse de débit lorsqu'on comprime l'interface tandis que l'érosion engendre une baisse de pression s'accompagnant d'une augmentation de débit.

Ce travail de modélisation nécessiterait toutefois une étude expérimentale préliminaire sur des blocs de bentonite compactée. Ceci permettrait de prendre en compte des paramètres mécaniques plus justes, chose que nous n'avons pas pu faire, faute de temps. Notons, par ailleurs, l'existence d'un dispositif de mesure d'érosion in situ développé par Williamson et al [190]. Ce dernier, appelé ISIS, permet d'appliquer un écoulement en surface d'une boue et de mesurer la contrainte déclenchant l'érosion. Ce dispositif a été utilisé sur des sols dont la densité est inférieure à la densité des échantillons que nous avons testés et l'incertitude sur les résultats obtenus est du même ordre de grandeur que la notre ( $\approx 50\%$ ). Un tel dispositif utilisé sur des blocs de bentonite précompactés et destinés au stockage pourrait permettre de déterminer la contrainte seuil propre au matériau utilisé sachant que Nickel [141] a montré que la silice a également une influence sur l'érosion.

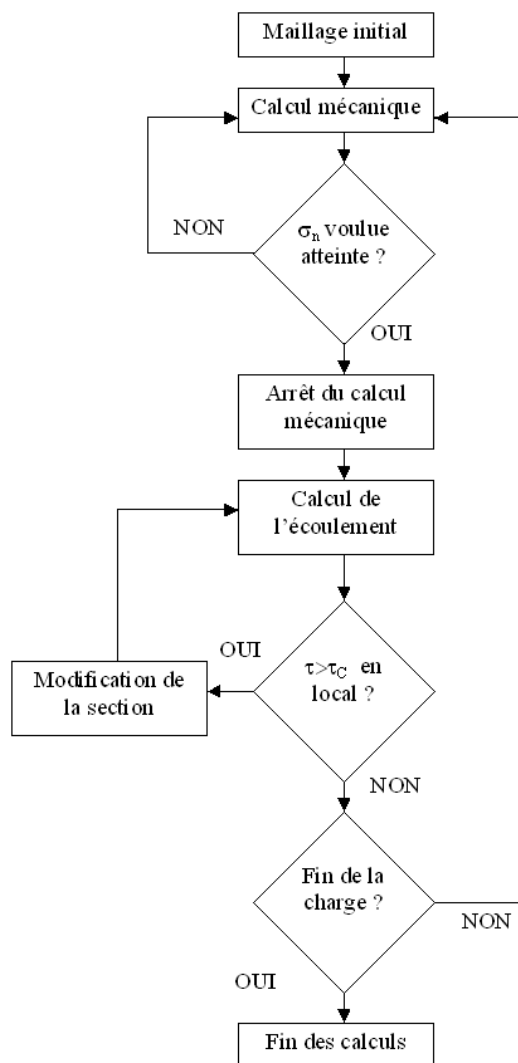


FIG. 7.31 – Proposition d’algorithme pour la prise en compte de l’érosion dans la modélisation élément finis du comportement hydromécanique de l’interface Argilite Bentonite. Le calcul hydraulique n’est fait qu’une fois les étapes de chargement atteintes. Le taux de cisaillement à la paroi sert de critère pour déterminer s’il existe une érosion locale de la bentonite. En cas de dépassement de la valeur de contrainte seuil, le maillage est modifié par suppression d’éléments de bentonite de façon à ramener le maximum local des contraintes de cisaillement sous le seuil. Ces calculs se font à charge hydraulique constante.

## Bibliographie

- 
- 
- [1] *Fluent User's guide. Vol. 4.*
- [2] P.M. Adler. Fracture deformation and influence on permeability. *Physical review*, 56 :3167–3184, 1997.
- [3] M. Al-Mukhtar, Y. Qi, J.F. Alcover, and F. Bergaya. *Can. Geotech. J.*, 36 : 675-684, 1999.
- [4] N.A. Al Shayea. The combined effect of clay and moisture content on the behaviour of remolded unsaturated soils. *Engineering geology*, 62 : 319-342, 2001.
- [5] E.E. Alonso and P. Delage, editors. *Unsaturated Soils - Proceedings of the first international conference on unsaturated soils/ Unsat'95/Paris/France.* A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield/1995, 1995.
- [6] E.E. Alonso, A. Gens, and A. Josa. A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique*, 40, N°3 : 405-430, 1990.
- [7] E.E. Alonso, J. Vaunat, and A. Gens. Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, 54 : 173-183, 1999.
- [8] B. Amadei and S. Saeb. Constitutive model of rock joints. In *Proc. Int. Symp. Rock Joints, Loen, Norway*, pages 587–594, 1990.
- [9] ANDRA, Direction scientifique. Service matériaux. Référentiel matériaux. tome 2 les matériaux argileux. Technical Report CRP.AMAT.01.060, 2001.
- [10] G. Armand. Contribution à la caractérisation en laboratoire et à la modélisation constitutive du comportement mécanique des joints rocheux. *Thèse de doctorat - Université Joseph Fourier, Grenoble*, 2000.
- [11] S. C. Bandis, A. C. Lumsden, and N. R. Barton. Experimental study of scale effects on the shear behavior of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 18 : 1-21, 1981.
- [12] S. C. Bandis, A. C. Lumsden, and N. R. Barton. Fundamentals of rock joints deformation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 20, No. 6 : 249-268, 1983.

- 
- [13] N. Barton. The problem of joint shearing in coupled stress-flow analyses. In *Percolation Trought Fissured Rock*. International Symposium on Rock Mechanics, Stuttgart, W. Germany, 1972.
- [14] N. Barton. Rewiev of a new shear strength of rock and rock joints. *Engineering Geology*, 7 :287–332, 1973.
- [15] N. Barton. Rock mechanic review : the shear strength of rock and rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 13 : 255-279, 1976.
- [16] N. Barton and K. Bakhtar. Rock joint description and modelling for the hydrothermechanical design of nuclear waste repositories. *Contract Rept. Submitted to CANMET*, Mining Research Laboratories : 270, 1983.
- [17] N. Barton, S. Bandis, and K. Bakhtar. Strength deformation and conductivity coupling of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22, No. 3 : 121-140, 1985.
- [18] Barton N., Choubey V. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.*, 10 : 1-54, 1977.
- [19] Z.H. Benjelloun. Etude expérimentale et modélisation du comportement hydromécanique des joints rocheux. *Thèse de Doctorat, B.R.G.M, Université Joseph Fourier, Grenoble, France*, 1991.
- [20] J.A. Blatz and J. Graham. A system for controlled suction in triaxial tests. *Geotechnique*, 50, N°4 : 465-469, 2000.
- [21] J.A. Blatz, J. Graham, and N.A Chandler. Influence of suction on the strength and stiffness of compacted sand-bentonite. *Can. Geotech. J.*, 39 : 1005-1015, 2002.
- [22] J.Y. Boisson, L. Bertrand, J.F. Heitz, and Y. Moreau Le Golvan. 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*, 9 : 108-123, 2001.
- [23] L. Borgesson and J. Hernelind. Coupled thermo-hydro-mechanical calculations of the water saturation phase of a kbs-3 deposition hole. influence of rock properties on the water saturation phase. Technical Report TR-99-41, SKB, 1999.
- [24] L. Borgesson, L.E. Johannesson, and D. Gunnarsson. Influence of soil structure heterogeneities on the behaviour of backfill materials based on mixtures of bentonite and crushed rock. *Applied Clay Science*, 23 : 121-131, 2003.
- [25] L. Borgesson, L.E. Johannesson, T. Sanden, and J. Hernelind. Modelling of the physical behaviour of water saturated clay barriers. laboratory tests, materials models and finite element application. Technical Report TR-95-20, SKB, 1995.
- [26] L. Borgesson, O. Karnland, and L.E. Johannesson. Modelling of the physical behaviour of clay barriers close to water saturation. *Engineering Geology*, 41 : 127-144, 1996.
- [27] M. Boulon. A 3-d direct shear device for testing the mechanical behaviour and the hydraulic conductivity of rock joints. In *Proc. of the MJFR-2 Conf., Vienna, Austria*, pages 407–413. Balkema, 1995.
- [28] M. Boulon, A.P.S. Selvadurai, Z.H. Benjelloun, and B. Feuga. Influence of rock joint degradation on hydraulic conductivity. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech.*, 30 : 1311-1317, 1993.

- 
- [29] T. Bourbié, O. Coussy, and Zinszner B. *Acoustique des milieux poreux*. Publications de l'institut français du pétrole, 1991.
- [30] J.B. Burland and A.M. Ridley. The importance of suction in soils mechanics. In *Twelfth Southeast Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur*, 1996.
- [31] J. Cabrera, P. Volant, C. Baker, W. Pettitt, and R.P. Young. Shear strength characteristics of the delabole slates. In *Proc. of the 37th US Rock Mech. Symp.*, Vail USA, 957-964, 1999.
- [32] S. Caillère, S. Hénin, and M. Rautureau. *Minéralogie des argiles. Vol 1 : structure et propriétés physico-chimiques*. Masson, 1991.
- [33] G. Capasso, S. Gentier, C. Scavia, and A. Pellegrino. Coupled hydro-mechanical behaviour of rock fractures.
- [34] G. Capasso, C. Scavia, S. Gentier, and A. Pellegrino. The influence of normal load on the hydraulic behaviour of rock fractures.
- [35] C. Carde. Caractérisation et modélisation de l'altération des propriétés mécanique due à la lixiviation des matériaux cimentaires. *Thèse de doctorat - INSA Toulouse*, 1996.
- [36] J.R. Carr and J.B. Warriner. Relationship between the fractal dimension and joint roughness coefficient. *Bull. Association of Engineering Geologists*, XXVI(2) : 253-263, 1989.
- [37] R. Chapuis. Sand bentonite liners : predicting permeability from laboratory tests. *Can. Geotech. J.*, 27 : 47-57, 1990.
- [38] R. Chapuis. The 2000 r.m. hardy lecture : full scale hydraulic performance of soil bentonite and compacted clay liners. *Can. Geotech. J.*, 39 : 417-439, 2002.
- [39] R. Charlier and A. Gens, editors. *Environmental Geomechanics*. Revue Francaise de Génie Civil, Volume 5 - n°6, 2001.
- [40] M. Chijimatsu, T. Fujita, K. Amemiya, and A. Kobayashi. Field experiments, results and thm behavior in the kamaishi mine experiment. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 38 : 67-78, 2000.
- [41] M. Chijimatsu, T. Fujita, A Kobayashi, and N. Masashi. Experiment and validation of numerical simulation of coupled thermal, hydraulic and mechanical behaviour in engineered buffer materials. *Int. J. Num.Anal. Meth. Geomech.*, 24 : 403-424, 2000.
- [42] G.J. Churchman, M. Askary, P. Peter, M. Wright, M.D. Raven, and P.G Self. Geotechnical properties indicating environmental uses for an unusual australian bentonite. *Applied CLay Science*, 20 : 199-209, 2002.
- [43] J.P. Cittanova. Physico chimie appliquée aux argiles : contribution à l'étude de leur propriétés mécaniques. *Thèse de doctorat - Faculté des sciences de l'université de Grenoble*, 1970.
- [44] R. Comolet. *Mécanique expérimentale des fluides. Tome II : Dynamique des fluides réels, turbomachines*. Masson, 1963.
- [45] F. H. Cornet and P. Julien. Stress determination from hydraulic test data and focal mechanism of induced seismicity. *Int. Journ. Rock. Mech. Min. Sc.*, 26 :235-248, 1986.

- 
- [46] F. H. Cornet, L. Li, I. Ippolito, and P. Kurowski. The hydromechanical behaviour of a fracture : an in situ experimental case study. *Int. Journ. Rock. Mech. Min. Sc.*, 40 : 1257-1270, 2003.
- [47] F. Coste, A. Bounenni, S. Chanchole, and K. Su. A method for measuring mechanical, hydraulic and hydromechanical properties during damaging in materials with low permeability. *Hydromechanical and Thermohydromechanical Behaviour of Deep Argillaceous Rock*, Hoteit, Su, Tijani and Shao (eds), 109-116, 2002.
- [48] F. Cotecchia. Mechanical behaviour of the stiff clays from montemesola basin in relation to their geological history and structure. In *Characterisation and Engineering of Natural Soils*, pages 817-850, 2003.
- [49] F. Cotecchia, F. Cafaro, G. Melidoro, and G. Mitaritonna. Mechanical behaviour of natural tectonized bentonites. In Karstunen Vermeer, Schweigiger and Cudny, editors, *Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice*, 2003.
- [50] O. Coussy. *Mécanique Des Milieux Poreux*. Technip, 1991.
- [51] O. Cuisinier and F. Masrouri. *Comptes rendus de Mécanique*, 331 : 203-210, 2003.
- [52] J.P. Dagnaux. *Contribution à l'étude de la propagation des ondes dans le sol*. PhD thesis, Faculté des Sciences de l'Université de Grenoble, 1968.
- [53] X. Daupley. Etude du potentiel de l'eau interstitielle d'une roche argileuse et de relations entre ses propriétés hydriques et mécanique - application aux argilites du toarcien de la région de tournemire (aveyron). *Thèse de doctorat - Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris*, 1997.
- [54] V. Davidovici. *Génie parasismique*. Presses ENPC, 2025.
- [55] P. Delage. Aspects du comportement des sols non saturés. *Revue Française de Géotechnique*, 40 : 33-43, 1987.
- [56] P. Delage. Experimental techniques used in the investigation of coupled THM behaviour of geomaterials. In *Environmental Geomechanics - Revue Française de Génie Civil*, pages Vol 5 - N°6/2001 : 777-796, 2001.
- [57] P. Delage and Y.J. Cui. *L'eau dans les sols non saturés*. Extrait de la collection : Techniques de l'ingénieur, C301, 2001.
- [58] O. Didry, M.N. Gray, A. Cournot, and J. Graham. Modelling the early age behavior of a low heat concrete bulkhead sealing an underground tunnel. *Can. J. of Civ. Eng.*, 27, N°1 : 112-124, 2000.
- [59] P. Divoux. Modelisation du comportement hydro-mécanique des discontinuités dans les structures et les fondations rocheuses. application aux barrages en béton. *Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble*, 1997.
- [60] D. Dixon, N. Chandler, J. Graham, and N.N. Gray. Two large scale sealing tests conducted at Atomic Energy of Canada's Underground Research Laboratory : the buffer-container experiment and isothermal test. *Can. Geotech. J.*, 39 : 503-518, 2002.
- [61] D. Dixon, M.N. Gray, and A.W. Thomas. A study of the compaction properties of potential clay-sand buffer mixtures for use in nuclear fuel waste disposal. *Engineering Geology*, 21 : 247-255, 1985.

- 
- [62] D.A. Dixon, J.B. Martino, A. Chandler, Y. Sugita, and B. Vignal. Water uptake by a clay bulkhead installed in the tunnel sealing experiment at atomic energy of Canada's underground research laboratory. In *Clays in natural and engineered barriers for radioactive waste confinement. Experiments in underground laboratories*. ANDRA, 2002.
- [63] G. Duveau, M. Sibai, X. Dunat, F. Skoczylas, and J.P. Henry. Modélisation du comportement hydromécanique d'un joint rocheux sous contrainte normale. *Revue Française de Géotechnique*, 81 : 41-51, 1997.
- [64] I. Engelhardt and S. Finsterle. Thermal hydraulic experiments with bentonite/crushed rock mixtures and estimation of effective parameters by inverse modeling. *Applied Clay Science*, 23 : 111-120, 2003.
- [65] T. Esaki, S. Du, Y. Mitani, K. Ikusada, and L. Jing. Development of shear-flow test apparatus and determination of coupled properties for a single rock joint. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 36 : 641-650, 1999.
- [66] Esaki, T. and Du, S. and Jiang, Y. and Mitani, Y. Relationship between mechanical and hydraulic apertures during shear-flow coupling test. In *Proc. Of the 10th Japan Symp., Rock Mech.*, pages 91-96, 1998.
- [67] N. Fardin, Q. Feng, and O. Stephansson. Application of a new 3d laser scanner to study the scale effect on the rock joint surface roughness. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 41 : 329-335, 2004.
- [68] M. Favaretti. Tensile strength of compacted clays. In A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield, editor, *Unsaturated Soils*, pages Volume 1 : 51-56, 1995.
- [69] Y.A. Fishman. Shear resistance along rock mass discontinuities : results of large-scale field tests. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 41 : 1029-1034, 2004.
- [70] R. Flamand. Validation d'une loi de comportement mécanique pour les fractures rocheuses en cisaillement. *Thèse de Doctorat, Université de Québec à Chicoutimi spécialité de ressources minérales*, 2000.
- [71] J.M. Fleureau and S. Taibi. Water-air permeabilities of unsaturated soils. In A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield, editor, *Unsaturated Soils*, pages Volume 1 : 479-484, 1995.
- [72] A. Gajo, B. Loret, and T. Hueckel. Electro-chemo-mechanical couplings in saturated porous media : elastic plastic behaviour of heteroionic expansive clays. *International Journal of Solides and Structures.*, 39 : 4327-4362, 2002.
- [73] J. Gale. Hydraulic behaviour of rock joint. In *Conference on Rock Joints*, pages 351-362. Proc ISRM, 1990.
- [74] J. E. Gale. The effect of fracture type on the stress fracture-closure, fracture-permeability relationships. In *Proceedings of the 23th U.S. Rock Mech. Symp., Berkeley, California, USA*, 1982.
- [75] J.E. Gale. *A numerical field and laboratory study of flows in rock with deformable fractures*. PhD thesis, University of California, Berkeley, 1975.
- [76] A.F. Gangi. Variation of whole and fractured porous rock permeability with confining pressure. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 15 : 249-257, 1978.



- 
- [77] L.S. Garvin and C.S. Hayles. The chemical compatibility of cement-bentonite cut-off wall material. *Construction and Building Materials*, 13 : 329-341, 1999.
- [78] A. Gens, L. Guimaraes, A. Garcia-Molina, and E.E. Alonso. Factors controlling rock-clay buffer interaction in a radioactive waste repository. *Engineering geology*, 64 : 297-308, 2002.
- [79] A. Gens and S. Olivella. THM phenomena in saturated and unsaturated porous media - Fundamentals and formulation. In *Environmental Geomechanics - Revue Française de Génie Civil*, pages Vol 5 – N°6/2001 : 693–717, 2001.
- [80] S. Gentier. Morphologie et comportement hydromécanique d'une fracture naturelle dans un granite sous contrainte normale. *Thèse de Doctorat, Université d'Orléans*, 1986.
- [81] G.P. Giani and A.M. Ferrero. Experimental and theoretical studies of roughness effects on the shear strength of rock discontinuities. In *Proc. III Congr. sudamericano de rocas, Collegio de Ingenieros de Venezuela, Caracas*, pages 137–146, 1990.
- [82] A. Giraud, A. Blaisonneau, and F. Homand. Linear and non linear poro- elastic with damage modelling of drying effects around deep cavities. *Hydromechanical and Thermo-hydromechanical Behaviour of Deep Argillaceous Rock, Hoteit, Su, Tijani and Shao (eds)*, 149-159, 2002.
- [83] R.E. Goodman. *Methods of geological engineering in discontinuous rock*. West Publishing Company, New York, 1976.
- [84] J. Graham, K. Yuen, T.B. Goh, P. Janzen, and V. Sivakumar. Hydraulic conductivity and pore fluid chemistry in artificially weathered plastic clay. *Engineering Geology*, 60 : 69-81, 2001.
- [85] G. Grasselli. Shear strength of rock joints based on quantified surface description. *Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique Federale, Lausanne, Switzerland*, 2001.
- [86] R.E. Grim. *Clay Mineralogy*. Mc GRAW-HILL BOOK COMPANY, INC., New York, 1953.
- [87] P. Grindrod, M. Peletier, and H. Takase. Mechanical interaction between swelling compacted clay and fractured rock, and the leaching of clay colloids. *Engineering Geology*, 54 : 159-165, 1999.
- [88] E. Hakami. *Aperture Distribution of Rock Fracture*. PhD thesis, Division of Engineering Geology, Royal Institute of technology, Stockholm, 1995.
- [89] J. Hans. Etude expérimentale et modélisation numérique multiéchelle du comportement hydromécanique de répliques de joints rocheux. *Thèse de doctorat - Université Joseph Fourier Grenoble*, 2002.
- [90] J. Hans and M. Boulon. A new device for investigating the hydromechanical properties of rock joints. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 27 : 513-548, 2003.
- [91] Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc. *Abaqus Theory Manual*. Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc., 1994.
- [92] T. Hueckel and R. Pellegrini. A note on thermomechanical anisotropy of clays. *Engineering Geology*, 41 : 171-180, 1996.
- [93] B. Indraratna and P. Ranjith. *Hydromechanical aspects and unsaturated flow in jointed rock*. Swets & Zeitlinger B.V., Lisse, 2001.

- 
- [94] K. Iwai. *Fundamental studies of fluid flow through a single fracture*. PhD thesis, University of California, Berkeley, USA, 1976.
- [95] Y. Jiang, J. Xiao, Y. Tanabashi, and T. Mizokami. Development of an automated servo-controlled direct shear apparatus applying a constant normal stiffness condition. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.*, 41 : 275-286, 2004.
- [96] Stephansson O. Jing L. Mechanics of rock joints : experimental aspects. In Selvadurai & Boulon, editor, *Mechanics of Geomaterial Interfaces*, pages 317–342, Asterdam-Oxford-New York- Tokyo, 1995.
- [97] Stephansson O. Jing L., Nordlund E. An experimental study on the anisotropy and stress-dependency of the strength and the deformability of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 29, No. 6 :535–542, 1992.
- [98] I.W Johnston and T.S.K Lam. Frictional characteristics of planar concrete rock interfaces under constant normal stiffness conditions. In *Fourth Australia - New Zealand Conference on Geomechanics*, pages 397–401, Perth, 14-18 May, 1984.
- [99] H. Josseume. Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais. *Revue Française de Géotechnique*, 84 : 3-26, 1998.
- [100] S. Kamali. Comportement et simulation des matériaux cimentaires en environnements agressifs : lixiviation et température. *Thèse de doctorat - Ecole Normale Supérieure de Cachan*, 2003.
- [101] T. Kanno, T. Fujita, S. Takeuchi, H. Ishikawa, K. Hara, and M. Nakano. Coupled thermo-hydro-mechanical modelling of bentonite buffer material. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, 23 :1281–1307, 1999.
- [102] A. Kaya and S. Durukan. Utilization of bentonite embedded zeolite as clay liner. *Applied Clay Science*, 25 : 83-91, 2004.
- [103] T.C. Kenney, W.A. Van Veen, M.A. Swallow, and M.A. Sungaila. Hydraulic conductivity of compacted bentonite-sand mixtures. *Can. Geotech. J.*, 29 : 364-374, 1992.
- [104] D. Koch. Bentonites as a basic material for technical base liners and site encapsulation cut off walls. *Applied Clay Science*, 21 : 1-11, 2002.
- [105] Johnston I.W. Kodikara J.K. Shear behaviour of irregular triangular rock-concrete joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 31, No. 4 :313–322, 1994.
- [106] H. Komine and N. Ogata. Experimental study on swelling characteristics of sand bentonite mixture for nuclear disposal. *Soils and foundations*, 39 : 894-907, 1999.
- [107] B. Ladanyi and G. Archambault. Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass. In *Conference Proceeding 11th U.S Symposium on Rock Mechanics*, pages 105–125, 1969.
- [108] W.T. Lambe. The structure of compacted clay. *Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division*, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, N°1654 pp. 1-34, 1958.
- [109] Jing L. Lanaro, F. and O. Stephansson. 3-d-laser measurements and representation of roughness of rock fractures. In Rossmannith, editor, *Mechanics of Jointed and Faulted Rock*, pages 185–190, Vienna, 1998.

- 
- [110] R. Lancellotta. *Geotechnical Engineering*. A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield, 1995.
- [111] B.E. Launder and D.B. Spalding. *Mathematical models of turbulence*. Academic Press, New York, 1972.
- [112] H.S. Lee and T.F. Cho. Hydraulic characteristics of rough fractures in linear flow under normal and shear load. *Rock Mech. Rock Engng.*, 35, N°4 :299–318, 2002.
- [113] W. Lechnitz. Mechanical properties of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22, No 5 : 313-321, 1985.
- [114] A. Lencastre. *Manuel Général d'hydraulique*. 3ème édition - Eyrolles Paris, 1966.
- [115] X.L. Li. Comportement hydromécanique des sols fins : de l'état saturé à l'état non saturé. *Thèse de Doctorat, Université de Liège*, 2000.
- [116] B.E. Lingnau, J. Graham, D. Yarechewski, N. Tanaka, and M.N. Gray. Effects of temperature on strength and compressibility of sand bentonite buffer. *Engineering Geology*, 41 : 103-115, 1996.
- [117] G.M. Lomize. Flow in fractured rocks. In *Gosenergoidzat*, page 127, Moscow, 1951.
- [118] C. Louis. Etude des écoulements d'eau dans les roches fissurées et de leur influence sur la stabilité des massifs rocheux. *EDF, Bulletin de la direction des études et Recherches, Série A, Nucléaire, Hydraulique, Thermique*, N°3, pp5-132, 1968.
- [119] P.F. Luckham and S. Rossi. The colloidal and rheological properties of bentonite suspensions. *Advances in colloid and interface science*, 82 : 43-92, 1999.
- [120] A. Makurat. The effect of shear displacement on the permeability of natural rough joints. In *Proc., Hydrogeology of Rocks of Low Permeability, Tucson, Arizona*, pages 99–106, 1985.
- [121] A. Marache. Comportement mécanique d'une fracture rocheuse sous contrainte normale et tangentielle. *Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, CDGA Bordeaux*, 2002.
- [122] A. Marache, J. Riss, S. Gentier, and J.P. Chilès. Characterization and reconstruction of a rock fracture surface by geostatistics. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 26 : 873-896, 2002.
- [123] D. Marcial, P. Delage, and Y.J. Cui. Reduced model test for the study of the self sealing capacity of the joints of bentonite based engineered barriers. In *6th international workshop on Key Issues in Wastes Isolation Research (KIWIR)*, pages 285–303, 2001.
- [124] D. Marcial, P. Delage, and Y.J. Cui. On the high stress compression of bentonites. *Can. Geotech. J.*, 39 : 812-820, 2002.
- [125] C. Martin Gros D'Aillon. Rhéométrie et structure de gels aqueux de nanoparticules d'hectorite. *Thèse de doctorat - Institut Polytechnique de Grenoble*, 2002.
- [126] C. Mata, L. Guimaraes, A. Ledesma, A. Gens, and S. Olivella. A hydro geomechanical analysis of the saturation process with salt water of a bentonite crushed rock mixture in an engineered nuclear barrier. In *6th international workshop on Key Issues in Wastes Isolation Research (KIWIR)*, pages 643–663, 2001.
- [127] R. Mathieu, M. Pagel, N. Cklauer, L. De Windt, J. Cabrera, and J.Y. Boisson. Paleofluids circulations records in shale : a mineralogical and geochemical study of calcite veions from experimental tournemire tunnel site (france). 2000.

- 
- [128] K. Matsuki, E.Q Wang, K. Sakaguchi, and K. Okumura. Time dependent closure of a fracture with rough surfaces under constant normal stress. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 38 : 607-619, 2001.
- [129] Y. Meheust and J. Schmittbuhl. Flow enhancement of a rough fracture. *Geophysical research letters*, 27 :2989–2992, 2000.
- [130] T. Missana, U. Alonso, and Turrero M.J. Generation and stability of bentonite colloids at the bentonite/granite interface of a deep geological radioactive waste repository. *J. of Contaminant Hydrology*, 61 : 17-31, 2003.
- [131] Y. Mitani. Developpement of shear-flow coupling test method and determination of coupled properties for rock joint. Technical report, IES, 2001.
- [132] Y. Mitani, T. Esaki, S. Du, and Y. Jiang. Development of a new advanced shear-flow coupling test apparatus. In *9th Int. Congress on Rock Mechanics, Paris, Vouille & Berest ed*, pages 769–772. Balkema, 1999.
- [133] J.K. Mitchell. *Fundamentals of soils behavior - second edition*. Wiley Inter Science, 1993.
- [134] A. Mori, W.R. Alexander, H. Geckeis, W. Hauser, T. Schafer, J. Eikenberg, Th. Fierz, C. Degueldre, and T. Missana. The colloid and radionuclide retardation experiment at the grimsel site :influence of the bentonite colloids on radionuclide migration in a fractured rock. *Colloids and surfaces*, 217 : 33-47, 2003.
- [135] V.V. Mourzenko, J-F. Thovert, and P.M Adler. Permeability of a single fracture ; validity of the reynolds equation. *Journal de Physique*, 2 :465–482, 1995.
- [136] G. Musso, E.R. Morales, A. Gens, and E. Castellanos. The role of structure in the chemically induced deformations of febex bentonite. *Applied Clay Science*, 23 :229–237, 2003.
- [137] S. Nakagawa, D. Hopkins, S. Gentier, and J. Riss. Hydromechanical behavior of fracture in shear : Implication for seismic imaging. pages 947–951, 1999.
- [138] A. Neville. *Propriétés des bétons*. Eyrolles, 2000.
- [139] T.S. Nguyen and A.P.S. Selvadurai. A model for coupled mechanical and hydraulic behaviour of a rock joint. *Int. Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 22 : 29-48, 1998.
- [140] H. Niandou, J.F. Shao, J.P Henry, and D. Fourmaintraux. Laboratory investigations of the mechanical behaviour of the tournemire shale. *Int. J. Rock.Mech. & Min. Sci.*, 34 (1) : 3-16, 1997.
- [141] S.H. Nickel. A rheological approach to dispersive clays. *Dispersive clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623*, 303-312, 1977.
- [142] C. Nouar, P. Riha, and A. Lefevre. Propagation ofthe interface in a fluid suspension after the onset of shear flow. *J. Non-Newtonian Fluid Mech.*, 115 : 115-124, 2003.
- [143] R. Olsson. Direct shear tests under constant normal stiffness and fluid flow. In *9th Int. Congress on Rock Mechanics, Paris, Vouille & Berest ed*, pages 773–776. Balkema, 1999.
- [144] R. Olsson. *Mechanical and hydromechanical behaviour of hard rock joints*. PhD thesis, Chalmers University of technology, 1999.

- 
- [145] R. Olsson and N. Barton. An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 38 : 317-329, 2001.
- [146] Brown S.R. Olsson W.A. Hydromechanical response of a fracture undergoing compression and shear. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 30, No. 7 :845–851, 1993.
- [147] Norme NF P94-050. AFNOR. Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux - Méthode par étuvage. 1995.
- [148] Norme XP P94-090-1. AFNOR. Sols : reconnaissance et essais - Essai oedométrique - Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers. 1997.
- [149] Norme NF P94-093. AFNOR. Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor normal. Essai Proctor modifié. 1999.
- [150] S.V. Patankar. *Numerical Heat Transfer and Fluid Flow*. Hemisphere publication corporation, 1980.
- [151] F.D. Patton. Multiple modes of shear failure in rock. In *Conference Proceedings "1st International Congress on Rock Mechanics*, pages Vol. I, pp. 509–513, 1966.
- [152] L. Pauling. The structure of micas and related minerals. *Proc. Natl. Acad. Sci. U.S.*, 16 : 123-129, 1930.
- [153] G. Philipponnat and B. Hubert. *Fondations et ouvrages en terre*. Eyrolles, 2000.
- [154] M.E. Plesha. Constitutive models for rock discontinuities with dilatancy and surface degradation. *Int. Journal for Numerical and analytical Methods in geomechanics*, 11 : 345-362, 1987.
- [155] R. Pusch. Stability of bentonite gel in crystalline rock - physical aspects. Technical Report TR-83-04, SKB, 1983.
- [156] R. Pusch and J. Kasbhom. Can the water content of highly compacted bentonite be increased by applying a high water pressure? Technical Report TR-01-33, SKB, 2001.
- [157] M.N. Rasoloarijaona. Non linéarités de la loi de Darcy : étude théorique, numérique et expérimentale. *Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier - Grenoble*, 1993.
- [158] R.G. Raven and J.E Gale. Water flow in natural rock fracture as a function of stress and sample size. *Int J. Rock. Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr.*, vol 22, N°4 : 251-261, 1985.
- [159] A. Rejeb. Mechanical characterisation of the argillaceous tournemire site (france). In Oxford & IBH Publishing Co. PVT. LTD., editor, *Site Characterisation Practice*, pages 45–50, 1999.
- [160] REVIEW PANEL. Engineering concepts of moisture equilibria and moisture changes in soils. In Sydney Butterworth, editor, *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils beneath Coverde Areas*, pages 7–21, 1965.
- [161] Riss J., Gentier S., Archambault G., Flamand R. Description of a fracture morphology in regard of its behavior during shearing. In Rossmannith, editor, *Proc. Of the MJFR-3 Conf., Vienne, Autriche*, pages 205–210. Balkema, 1998.

- 
- [162] Riss J., Gentier S., Laffr chine K., Flamand R., Archambault G. Binary images of sheared rock joints : Characterisation of damaged zones. *Micrsc. Microanal. Microstruct.*, 7 :521–526, 1996.
- [163] J.C. Robinet, A. Rahbaoui, F. Plas, and P. Lebon. A constitutive thermomechanical model for saturated clays. *Engineering Geology*, 41 : 145-169, 1996.
- [164] K.H. Roscoe and J.B. Burland. On the generalized stress strain behaviour of the "wet" clay. In : *Heyman, J., Leckie, F.A. (Eds.), Engineering Plasticity, Cambridge University Press, Cambridge*, pages 535–609, 1968.
- [165] J. Rutqvist, L. Borgesson, M. Chijimatsu, T.S. Nguyen, L. Jing, J. Noorishad, and C.F. Tsang. Coupled thermo-hydro-mechanical analysis of a heater test in fractured rock and bentonite at kamashi mine- comparaison of field results to predictions of four finite element codes. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 38 : 129-142, 2001.
- [166] F. Santucci de Magistris, F. Silvestri, and F. Vinale. Physical and mechanical properties of a compacted silty sand with low bentonite fraction. *Can. Geotech. J.*, 35 : 909-925, 1998.
- [167] F. Schlosser. *Eléments de mécanique des sols*. Presses de l' cole nationale des ponts et chauss es, 1988.
- [168] J.P. Seidel and C.M. Haberfield. A theoretical model for rock joints subjected to constant normal stiffness direct shear. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 39 : 539-553, 2002.
- [169] J.C. Sharp and C.O. Brawner. Prediction of the drainage properties of rock masses. In *Percolation Trough Fissured Rock*. International Symposium on Rock Mechanics, stuttgart, W.Germany, 1972.
- [170] P. Sitz, G. Koch, and M. Gruner. Results from the large scale in situ drift sealing experiment in the salt mine andershausen. In *Clays in natural and engineered barriers for radioactive waste confinement. Experiments in underground laboratories*. ANDRA, 2002.
- [171] R. Sjoblom, H. Bjustrom, and R. Pusch. Feasibility of compacted bentonite barriers in geological disposal of mercury containing waste. *Applied Clay Science*, 23 : 187-193, 2003.
- [172] M. Sotoudeh. Etude experimentale et modélisation du couplage hydromécanique des joints rocheux. *Thèse de Doctorat, Université de Lille*, 1995.
- [173] Amadei B. Souley M., Hommand F. An extension to the Saeb and Amadei constitutive model for rock joints to include cyclic loading paths. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 32, No. 2 :101–109, 1995.
- [174] G. Swan. Determination of stiffness and other joint roughness measurements. *Rock Mech. Rock Engng.*, 16 : 19-38, 1983.
- [175] S. Swedenborg. *Rock mechanical effect of cement grouting in hard rock*. PhD thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 2001.
- [176] G.X. Tang and J. Graham. A possible elastic-plastic framework for unsaturated soils with high plasticity. *Can. Geotech. J.*, 39 : 894-907, 2002.
- [177] G.X. Tang, J. Graham, J. Blatz, M. Gray, and R.K.N.D. Rajapakse. Suctions, stresses and strengths in unsaturated sand-bentonite. *Engineering Geology*, 64 : 147-156, 2002.

- 
- [178] E. Tapan. Amélioration du dispositif laser de mesure de morphologie d'épentes rocheuses. Technical report, Rapport interne - Laboratoire 3S - Université Joseph Fourier, Grenoble., 2004.
- [179] E. Tapan. Développement d'un dispositif de perméabilité à l'air pour joints rocheux. Technical report, Rapport interne - Laboratoire 3S - Université Joseph Fourier, Grenoble., 2004.
- [180] W.T. Teufel. Permeability changes during shear deformation of fractured rock. In Rotterdam A.A Balkema, editor, *Proc., 28th Symp. Rock Mech., Tucson, Arizona*, 1987.
- [181] A. Thoraval, H. Baroudi, J.P. Piguet, E. Vuillod, G. Abdallah, A. Hosni, and J. Lin. Phénomène couplé thermo-hydro-mécanique des roches fracturées : récents développements des méthodes de modélisation et tests de validation. In *Proceedings of the 8th International Congress on Rock Mechanics, Tokyo*, pages 703–706, 1995.
- [182] Y. Tsang and P.A Witherspoon. Hydromechanical behaviour of a deformable rock fracture due to normal stress. *Journal of Geophysical Research*, 86(B10) : 9287-9298, 1981.
- [183] R. Tse and C.M. Cruden. Estimating joint roughness coefficients. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 16 : 303-307, 1979.
- [184] F. Vallier, Y. Mitani, M. Boulon, and T. Esaki. Application of a mechanical constitutive model of rock joint to the study of scale effect. In *Proc. of the ISRM Regional Symposium Eurock conf. and 53rd Colloquium Shubert*, page 689, 2004.
- [185] H. Van Damme. *Mécanique des sols non saturés - sous la direction de Olivier Coussy et Jean Marie Fleureau - Chapitre 1*. Hermès Science Publications, 2002.
- [186] J. Vaunat and A. Gens. Analysis of the interaction of a borehole seal and the host rock. *Hydromechanical and Thermohydromechanical Behaviour of Deep Argillaceous Rock, Hoteit, Su, Tijani and Shao (eds)*, 247-256, 2002.
- [187] M.V. Villar and P.L. Martin. *Engineering Geology of Waste Disposal*. Geological Society Engineering Geology Special Publication, N°11, pp. 309-312.
- [188] F. Vinkler and J.P. Piguet. Analysis of the long term stability of an ancient room and abandoned pillar mine - impact of the water level. In *FLAC and Numerical Modelling in Geomechanics, Detournay & Hart (eds)*, pages 245–253. Balkema, 1999.
- [189] B. Wiebe, J. Graham, G.X. Tang, and D. Dixon. Influence of pressure, saturation and temperature on the behaviour of unsaturated sand-bentonite. *Can. Geotech. J.*, 35 : 194-205, 1998.
- [190] H.J. Williamson and M.C. Ockenden. Isis : An instrument for measuring erosion shear stress in situ. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 42 : 1-18, 1996.
- [191] P.A. Witherspoon, Y.W. Tsang, J.C.S Long, and J. Noorishad. New approaches to problems of fluid flow in fractured rock masses. In *Proceedings of 22nd U.S. Rock Mechanics Symposium*, pages 1–20, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1981.
- [192] P.A. Witherspoon, J.S.Y. Wang, K. Iwai, and J.E Gale. Validity of cubic law for fluid flow in a deformable rock fracture. *Water Resources Res.*, 16 : 1016-1024, 1980.
- [193] Z.Y. Yang and Y.M. Huang. Post-pic shear behavior of artificial joints. In Rossmanith, editor, *Proc. Of the MJFR-2 Conf., Vienne, Autriche*. Balkema, 1995.

- 
- [194] W. I. Yeo, M. H. De Freitas, and R.W. Zimmerman. Effect of shear displacement on the aperture and permeability of a rock fracture. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 35 : 1051-1070, 1998.
- [195] R.N. Yong. Soil suction and soil water potentials in swelling clays in engineered clay barriers. *Engineering Geology*, 54 : 3-13, 1999.
- [196] R.N. Yong, A.J. Sethi, H.P. Ludwig, and M.A. Jorgensen. Interparticle action and rheology of dispersive clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Preprint 3379, 1978.
- [197] J.L Yow and J.R Hunt. Coupled processes in rock mass performance with emphasis on nuclear waste isolation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 39 :143–150, 2002.



