



HAL
open science

Modélisation des écoulements dans les interfaces des barrières d'étanchéité composites d'installation de stockage de déchets

François Cartaud

► **To cite this version:**

François Cartaud. Modélisation des écoulements dans les interfaces des barrières d'étanchéité composites d'installation de stockage de déchets. Sciences of the Universe [physics]. École Nationale Supérieure des Mines de Paris, 2004. English. NNT: . pastel-00001079

HAL Id: pastel-00001079

<https://pastel.hal.science/pastel-00001079>

Submitted on 28 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.

*Je dédie ce mémoire à tous mes proches, qui m'ont
soutenu tout au long de ces trois années de thèse:*

Lucia, qui m'a été précieuse dans cette épreuve autant qu'elle l'est dans ma vie;

*Mes parents Annie et Jean dont l'affection me permet de tout construire, confiant,
sur la plus solide des bases;*

Mes amis, qui comme ma famille m'apportent équilibre et joie.

REMERCIEMENTS

Ce travail de thèse a été réalisé au Cemagref d'Antony au sein de l'Unité de Recherches Ouvrages pour le Drainage et l'Étanchéité, dans le cadre de l'activité "Transferts dans les Barrières".

Ma gratitude va tout d'abord à Nathalie Touze-Foltz, ingénieur de recherche au Cemagref, pour son encadrement tout au long de la thèse. Ta disponibilité sans failles, ton soutien, ta confiance enfin ta rigueur scientifique ont été assurément des facteurs essentiels dans le bon déroulement de ce travail mené tout au long des trois années. Je suis certain que les méthodes de travail que j'ai acquises à tes côtés seront précieuses pour l'avenir et j'espère que nous aurons l'occasion de retravailler ensemble.

Je remercie ensuite Patrick Goblet, directeur de thèse au Centre d'Informatique Géologique de l'École des Mines de Paris, pour avoir accepté de diriger ce travail, pour sa disponibilité et pour l'intérêt qu'il a su porter au sujet. Les simulations numériques n'auraient pas pu se faire sans le soutien apporté sur le fonctionnement du code Metis et sans les longues réflexions menées sur le fonctionnement physique des écoulements dans les interfaces.

Mes remerciements vont ensuite à Christian Duquennoi, pour m'avoir accueilli au sein de son équipe et qui a apporté des conseils judicieux au moment des prises de décision dans les grands tournants de la thèse. Les autres membres du comité de pilotage, MM. Bruel (ENSMP) Duval (INRA), Gastebois (AUBINE/ONYX) sont bien entendu également joints à ces remerciements car ces réunions bi-annuelles ont permis de valider les étapes qui ont jalonné ces trois ans. M. Yves Duval est chaleureusement remercié pour avoir mis à notre disposition le rugosimètre laser de l'INRA de Laon-Péronne, et avoir assuré le bon déroulement des mesures, parfois jusqu'à des heures avancées de la nuit !

Je remercie ensuite, sans pouvoir les nommer explicitement, tous les exploitants d'installations de stockage de déchets qui ont rendu accessibles leurs sites. Nous nous contenterons donc de remercier d'une façon générale VEOLIA ENVIRONNEMENT et SUEZ ENVIRONNEMENT, j'espère que toutes les personnes concernées se reconnaîtront car ils ont toute ma gratitude. En évoquant la campagne d'acquisition d'états de surface de barrières minérales, je ne peux m'empêcher de repenser aux moments passés avec les stagiaires que j'ai eu le plaisir d'encadrer, Mababa Diagne et Aurore Bessières. Merci à vous pour la contribution que vous avez apportée à cette thèse.

La partie de ce travail concernant le rôle du géotextile à l'interface n'aurait pas été traitée sans l'aide de certains membres du Comités Français des Géosynthétiques, trop nombreux pour les nommer, qui ont accepté de répondre à notre enquête et sans que des échantillons de produits n'aient été gracieusement fournis par des producteurs. Je remercie donc ici MM. Olivier Artières (Bidim Geosynthetics), Nicolas Burny (Landolt France) et Mahnaz Nikbakht (Dupont de Nemours – Typar).

Je suis sincèrement reconnaissant à mes collègues de l'unité pour l'aide apportée aux expérimentations de laboratoire. En particulier, l'aide de Didier Croissant, Roland Gallo, Daniel Mira, Cédric Chaumont et Antoine Cuccinella s'est avérée essentielle pour la réalisation de certains essais.

Je ne peux oublier, bien entendu, de joindre aux remerciements mes collègues de l'unité pour l'ambiance amicale qui a régné pendant ces trois années et plus particulièrement mes "collègues" thésardes, Thaïs Paris, Bénédicte Augéard et Vassilia Vigneron ainsi que Julien Tournebize. Un grand merci également à Yves Nédelec, pour sa gentillesse sans limites et son aide apportée sur les manipulations acrobatiques de fichiers informatiques de données.

Je remercie enfin Geneviève Michel et le service documentation du Cemagref d'Antony qui a recherché et fourni les documents scientifiques toujours avec efficacité.

Nicolas, tu occupes une place à part comme toujours, entre autres celle de m'avoir fait découvrir et aimer le domaine de l'enfouissement des déchets, qui peut paraître pourtant tellement ingrat "vu de l'extérieur". Tu m'as introduit dans le monde de ceux qui partagent cette passion de la gestion des déchets, je t'en remercie.

RESUME DE LA THESE

Le dispositif d'étanchéité des installations de stockage de déchets est constitué d'une barrière d'argile compactée surmontée d'une géomembrane. En théorie, cette technique permet d'assurer un niveau de protection maximal en prévenant le contact entre les éléments polluants contenus dans les lixiviats et le milieu environnant. Cependant, des défauts existent dans la géomembrane, liés à sa mise en place ou à de l'endommagement postérieur, et ceux-ci forment des passages préférentiels d'écoulement pour les lixiviats. D'autre part, le contact parfait entre la géomembrane et la surface de la barrière minérale n'existe pas car aucun de ces composants n'est parfaitement plan. Il en résulte l'existence d'une interface, qui provoque une surface d'infiltration du lixiviat bien supérieure à la seule aire du défaut dans la géomembrane.

Des solutions analytiques et des outils empiriques permettant de quantifier, en régime permanent, les débits de fuite dans les dispositifs d'étanchéité comprenant une interface d'épaisseur uniforme sont disponibles dans la littérature. Cependant, des observations in situ et au laboratoire sont venues invalider le modèle d'un écoulement radial à partir d'un défaut circulaire et d'un écoulement bidimensionnel à partir d'un défaut longitudinal, les écoulements d'interface se révélant d'une nature bien plus complexe et dépendant essentiellement de la non-uniformité de l'épaisseur de l'interface. Les outils bibliographiques disponibles atteignent rapidement leur limite vis-à-vis de la prise en compte de cette non-uniformité de l'épaisseur de l'interface et il apparaît qu'une autre approche doit être suivie pour parvenir à une quantification précise des débits de fuite à travers l'étanchéité composite.

Le travail de thèse a consisté à d'abord quantifier la variabilité spatiale de l'interface, puis à adopter un modèle d'écoulement issu des flux dans les milieux poreux fracturés avec lesquels les écoulements d'interface partagent des similitudes. La méthodologie développée consiste à combiner à la fois (1) des observations de terrain qui permettent de connaître les états de surface de la barrière minérale dans des conditions réelles (2) des expérimentations réalisées au laboratoire qui fournissent des mesures de débit de fuite et la géométrie exacte d'une interface reconstituée et (3) des simulations numériques d'écoulement à partir des géométries d'interface fournies, avec une comparaison des flux simulés et mesurés pour évaluer la validité du modèle.

Le travail expérimental a été complété par une étude du cas particulier, mais néanmoins courant sur les installations de stockage de déchet françaises, où un géotextile est placé à l'interface. L'impact de cette pratique sur le débit de fuite engendré en cas de défaut dans la géomembrane a été évalué en comparant les données de flux mesurées avec celles obtenues dans les mêmes conditions sans géotextile.

Sommaire

Remerciements.....	1
Résumé.....	3
Sommaire.....	4
Liste des figures.....	10
Liste des tableaux.....	14
Liste des symboles.....	16
Liste des sigles.....	18
Introduction générale.....	19
Chapitre I : Les dispositifs d'étanchéité composite des installations de stockage de déchets	
1. Introduction.....	23
2. Les installations de stockage de déchets : contexte réglementaire et mise en œuvre.....	23
2.1 La réglementation française.....	24
2.2 La réglementation américaine.....	25
3. Matériaux constitutifs des dispositifs d'étanchéité composite.....	27
3.1 Les géomembranes.....	27
3.1.1 Types de géomembranes.....	28
3.1.2 Critère de sélection selon la fonction envisagée et la localisation dans l'ouvrage.....	28
3.1.3 Principaux avantages et inconvénients des différents types de géomembranes.....	29
3.2 Les géotextiles.....	29
3.2.1 Types de géotextiles.....	30
3.2.2 Utilisation en installation de stockage de déchets.....	33
3.3 Barrières d'étanchéité minérales.....	34
3.3.1 Composition des barrières d'étanchéité minérales.....	34
3.3.2 Propriétés des barrières minérales.....	35
3.3.2.1 Porosité.....	35
3.3.2.2 Compactage.....	35
3.3.2.3 Conductivité hydraulique.....	37
3.3.2.4 État hydrique des barrières minérales.....	38
4. Défauts et endommagement des dispositifs d'étanchéité composite.....	40
4.1 Défauts dans la géomembrane.....	42
4.1.1 Nature et causes des défauts.....	42
4.1.2 Densité et localisation des défauts dans les géomembranes.....	42
4.1.3 Dimension des défauts.....	44
4.2 Notion d'interface et de qualité de contact entre le sol et la géomembrane.....	44
4.2.1 Définition de l'interface.....	44

4.2.2	Qualité du contact entre le sol et la géomembrane.....	45
5.	Conclusion.....	47
Chapitre II : Travaux antérieurs sur la quantification des transferts advectifs dans les étanchéités composites		
1.	Introduction.....	48
2.	Quantification expérimentale des débits de fuite dans les dispositifs d'étanchéité composite.....	48
2.1	Travaux de Fukuoka.....	48
2.2	Travaux de Brown et al.....	49
2.3	Travaux de Touze-Foltz.....	50
3.	Bases de la modélisation des écoulements.....	51
3.1	Rappel de quelques équations de base et grandeurs utilisées en hydraulique.....	51
3.2	Mécanisme de fuite dans les dispositifs d'étanchéité composite.....	53
3.2.1	Hypothèses.....	53
3.2.2	Mécanisme de fuite.....	54
3.2.2.1	Cas d'un écoulement bidimensionnel à l'interface.....	55
3.2.2.2	Cas d'un écoulement radial à l'interface.....	57
3.2.2.3	Écoulement dans le sol.....	57
4.	Solutions analytiques développées.....	58
4.1	Cas axisymétrique.....	59
4.1.1	Solution analytique du cas axisymétrique en condition limite de type flux nul.....	60
4.1.2	Solution analytique du cas axisymétrique en condition limite de type pression effective nulle.....	60
4.1.3	Solution analytique du cas axisymétrique en condition limite de type terrain.....	60
4.2	Cas bidimensionnel.....	60
4.2.1	Solution analytique du cas bidimensionnel en condition limite de type flux nul.....	61
4.2.2	Solution analytique du cas bidimensionnel en condition limite de type pression effective nulle.....	61
4.2.3	Solution analytique du cas bidimensionnel en condition limite de type terrain.....	61
4.3	Valeurs de transmissivité de l'interface.....	62
4.4	Prise en compte d'une interface de transmissivité variable.....	62
5.	Équations empiriques.....	65
6.	Modèles numériques.....	67
7.	Synthèse des travaux de quantification des débits de fuite dans les dispositifs d'étanchéité composite.....	68
7.1	Mise en évidence de la non-uniformité des interfaces d'étanchéité composite – limites des solutions analytiques.....	68
7.2	Limites des modèles existants et enjeux d'une quantification plus fine des débits de fuite.....	69

Chapitre III : Modélisation et conceptualisation des écoulements dans les dispositifs d'étanchéité possédant des interfaces non-uniformes

1. Introduction.....	70
2. Similarités morphologiques et hydrodynamiques entre une fracture rocheuse et une interface d'étanchéité composite.....	71
2.1 Ressemblances et différences morphologiques.....	71
2.1.1 Différences entre interface et plans de fracture.....	71
2.1.2 Analogies entre interface et plans de fracture.....	75
2.2 Analogies des écoulements.....	75
2.3 Conclusion.....	77
3. Géométrie et moyens de description de la surface d'une fracture.....	77
3.1 Synthèse des techniques de mesure de la topographie des surfaces.....	78
3.1.1 Les méthodes de mesure avec contact.....	78
3.1.2 Les méthodes de mesure sans contact.....	78
3.2 Structure de l'espace de la fracture.....	79
3.3 Démarche adoptée.....	81
4. Approches simples de la modélisation de l'écoulement dans les fractures rocheuses.....	82
4.1 Discussion sur la validité de la loi cubique et de la loi cubique locale pour le calcul des flux dans les fractures rugueuses.....	82
4.2 Équation de Reynolds et hypothèse de la lubrification hydrodynamique.....	84
5. Étude des paramètres influençant l'écoulement dans une fracture rocheuse.....	87
5.1 Cheminement d'écoulement préférentiel.....	87
5.2 Influence de la tortuosité.....	89
5.3 Effets de l'anisotropie des surfaces de fracture sur l'écoulement.....	89
5.4 Effets des pertes de charge locales.....	90
6. Modélisations complexes des écoulements dans une fracture seule.....	90
6.1 Modèle du flux canalisé dans des chemins d'écoulement préférentiels.....	91
6.2 Modèle stochastique de flux et de transport dans une fracture bidimensionnelle.....	92
6.3 Modèle de fracture d'ouverture variable suivant une direction unique.....	93
6.4 Modèle bidimensionnels de l'écoulement dans une fracture d'ouverture variable en 2D.....	95
6.5 Modélisation des écoulements dans les fractures par méthodes Gaz sur réseaux.....	95
6.5.1 Présentation du modèle gaz sur réseau.....	96
6.5.2 Application des modèles LG aux écoulements dans une fracture.....	96
7. Modélisation des écoulements dans les fractures représentées par un milieu poreux situé dans une matrice.....	97
7.1 Modèle du milieu poreux bidimensionnel équivalent.....	98
7.2 Modèle de perméabilité relative.....	98
7.3 Prise en compte de l'infiltration dans les parois de la fracture.....	102
7.3.1 Transfert par imbibition vers la matrice.....	102
7.3.2 Exemple de modèles d'écoulements non-saturés dans un milieu fracturé quasi-tridimensionnel avec une ouverture variable, prenant en compte les transferts dans la matrice.....	103

7.4 Synthèse et remarques à propos des modèles présentés.....	105
8. Modèle retenu pour l'écoulement à travers un dispositif d'étanchéité composite...109	
8.1 Présentation du modèle retenu.....	109
8.1.1 Présentation générale.....	109
8.1.2 Paramètres hydrodynamiques non-saturés adoptés pour l'interface.....	111
8.2 Validation du code de calcul retenu.....	112
8.2.1 Simulations préliminaires dans le cas d'une interface d'ouverture non-uniforme.....	113
8.2.1.1 Géométrie de l'interface d'épaisseur périodique sinusoïdale.....	113
8.2.1.2 Solution analytique de l'écoulement d'un fluide dans une géométrie sinusoïdale.....	115
8.2.1.3 Modélisation de l'interface d'épaisseur non-uniforme sous Metis.....	116
8.2.1.4 Résultats.....	118
8.2.1.5 Solution analytique de l'écoulement d'un fluide dans une géométrie d'interface en créneaux.....	120
8.2.2 Résultats de simulation obtenus.....	122
9. Conclusion.....122	

Chapitre IV : Expérimentations hydrauliques d'écoulements dans les dispositifs d'étanchéité composite

1. Introduction.....124	
2. Objectifs de l'étude et éléments nouveaux apportés.....124	
3. Présentation des dispositifs expérimentaux.....127	
3.1 Dispositif de mesure de débit de fuite de dimension décimétrique.....	127
3.2 Dispositif de mesure de débit de fuite de dimension métrique.....	129
4. Présentation des matériaux.....133	
4.1 Géomembranes.....	133
4.2 Géotextiles.....	134
4.3 Argiles compactées.....	134
4.4 Matériaux granulaires de la couche drainante.....	135
5. Méthodologies développées pour la quantification des débits de fuite et l'acquisition de la géométrie d'interfaces d'étanchéités composites.....135	
5.1 Présentation des méthodologies développées.....	135
5.1.1 Acquisition d'états de surface de barrières minérales d'installation de stockage de déchets.....	136
5.1.2 Reproduction d'états de surface dans les essais au laboratoire.....	138
5.1.2.1 Reproduction d'états de surface dans le dispositif décimétrique.....	138
5.1.2.2 Choix de l'état de surface de terrain à reproduire d'après les moulages réalisés sur sites.....	140
5.1.2.3 Reproduction de l'état de surface retenu dans les essais de dimension métrique.....	145
5.1.3 Méthodologie de l'acquisition de la géométrie de l'interface.....	147
5.1.3.1 Réalisation du moulage de l'interface.....	147
5.1.3.2 Technique de mesure de l'interface- Précision et limites.....	153
5.1.3.3 Application à la quantification des variations tridimensionnelles de l'ouverture des interfaces.....	155

6. Essais de quantification des débits de fuite dans les dispositifs d'étanchéités composite en fond d'installation de stockage de déchets.....	156
6.1 Essais de dimension décimétrique.....	158
6.1.1 Objectif de l'étude.....	159
6.1.2 Essais de dimension décimétrique sur état de sol plan.....	159
6.1.3 Essais de dimension décimétrique sur état de sol irrégulier.....	161
6.2 Discussion des résultats obtenus à l'échelle décimétrique – Interprétations.....	162
6.2.1 Comparaison des résultats des tests avec ceux obtenus par la norme EN-ISO12958.....	163
6.2.2 Influence de la contrainte mécanique appliquée à l'étanchéité composite.....	164
6.2.3 Influence du type de géotextile et de la topographie de la couche d'argile.....	165
6.3 Essais de dimension métrique sur état de sol représentatif des fonds d'installation de stockage de déchets.....	167
6.3.2 Quantification des débits de fuite dans le cas d'un dispositif d'étanchéité composite classique.....	167
6.3.3 Quantification des débits de fuite dans le cas du dispositif d'étanchéité composite comprenant un géotextile à l'interface.....	172
6.3.3.1 Mesure des débits de fuite sous 64 kPa.....	172
6.3.3.2 Mesure des débits de fuite sous 134 kPa.....	174
6.3.3.3 Analyse des résultats obtenus.....	175
6.3.3.4 Impact de l'état non-saturé des géotextiles à l'interface sur les débits dans l'étanchéité composite.....	182
6.4 Synthèse des résultats sur l'impact hydraulique probable de la présence d'un géotextile à l'interface.....	188
7. Discussion des débits d'interface obtenus expérimentalement.....	189
8. Conclusion des essais expérimentaux.....	191

Chapitre V : Simulations numériques des écoulements dans un dispositif d'étanchéité composite prenant en compte la géométrie de son interface

1. Introduction.....	193
2. Présentation du code de calcul METIS.....	193
2.1 Équations résolues.....	193
2.2 Principe de résolution.....	194
2.3 Spécificités du code.....	194
2.4 Gestion des conditions aux limites.....	195
3. Etude de l'influence de la non-saturation de la barrière minérale.....	196
3.1 Caractéristiques de l'étanchéité composite étudiée.....	196
3.2 Modèle de transfert et méthode de résolution.....	197
3.3 Paramètres hydrodynamiques de la barrière minérale.....	198
3.4 Paramètres hydrodynamiques de l'interface.....	200
3.5 Effets de la saturation initiale de la barrière minérale.....	201
3.6 Influence du type de défaut dans la géomembrane.....	203
3.7 Influence des paramètres hydrodynamiques de l'interface.....	204
3.8 Influence des paramètres hydrodynamiques de la barrière minérale.....	204
3.9 Comparaison des résultats numériques avec les solutions analytiques et les équations empiriques existantes.....	205

3.10 Mécanismes des écoulements simulés dans l'étanchéité composite.....	206
4. Étude de l'écoulement dans une géométrie d'interface réelle.....	209
4.1 Géométrie du système étudié.....	209
4.2 Maillage de l'interface.....	210
4.3 Conditions initiales du système et conditions limites appliquées.....	210
5. Simulations d'écoulement dans une interface d'étanchéité composite classique....	211
5.1 Débits de fuite obtenus et analyse de l'écoulement dans l'interface.....	211
5.1.1 Résultats obtenus sur l'interface sous contrainte mécanique de 6 kPa....	211
5.1.2 Résultats obtenus sur l'interface sous contrainte mécanique de 64 kPa...	214
5.2 Étude de l'influence de la position du défaut par rapport à l'ouverture.....	216
5.2.1 Mise en évidence de l'influence de la position du défaut dans le cas de la géométrie d'interface mesurée sous 6 kPa.....	216
5.2.2 Mise en évidence de l'influence de la position du défaut dans le cas d'une interface reconstituée.....	221
6. Simulations de flux dans une interface d'étanchéité composite comprenant un géotextile à l'interface.....	223
7. Comparaison des simulations numériques réalisées avec les données expérimentales.....	224
7.1 Comparaison dans le cas d'une interface de dispositif d'étanchéité classique.....	226
7.2 Comparaison pour le cas où un géotextile occupe l'interface.....	227
8. Comparaison des résultats numériques avec les prédictions par solution analytique.....	228
9. Conclusion.....	230
Conclusion générale, préconisations pour la réduction des transferts advectifs dans les dispositifs d'étanchéité composite et perspectives.....	231
Bibliographie citée dans le document.....	235
Liste des annexes.....	252
Annexe I: Vérification des critères d'application de la solution analytique de Zimmerman et Bodvarsson (1996).....	253
Annexe II: Protocole de reproduction d'état de surface artificiel dans la cellule de mesure de transmissivité.....	255
Annexe III: Montage de l'essai en cellule de mesure de transmissivité de diamètre 20 cm	259
Annexe IV: Protocole de prise d'empreintes d'états de surface sur sites.....	261
Annexe V: Protocole de reproduction de l'état de surface réel en colonne d'essais de diamètre 1 m.....	264
Annexe VI: Protocole de détermination de la courbe teneur en eau – succion des géotextiles.....	272

Liste des Figures

<u>Figure I-1</u> : Principe de l'étanchéité de fond d'ISD selon la réglementation française.....	25
<u>Figure I-2</u> : Principe de l'étanchéité de fond d'ISD selon la réglementation américaine : (a) pour les ISD de déchets ménagers (b) pour les ISD de déchets dangereux, dans lesquels le principe de système de double étanchéité est imposé (d'après Touze-Foltz, 2001).....	26
<u>Figure I-3</u> : Diagramme du principe de l'étanchéité composite et des matériaux utilisés.....	27
<u>Figure I-4</u> : trame d'un géotextile tissé (d'après Lambert, 1999).....	31
<u>Figure I-5</u> : cliché microscopique d'un trou d'aiguilletage (d'après Lambert, 1999).....	31
<u>Figure I-6</u> : fibres thermoliées visibles au MEB (d'après Lambert, 1999).....	32
<u>Figure I-7</u> : Fréquence des géotextiles posés sous la géomembrane en fonction de leur masse surfacique (d'après Cartaud et Touze-Foltz, 2004).....	33
<u>Figure I-8</u> : Pose d'un géotextile entre la barrière minérale et la géomembrane en fond d'ISD de classe II (Cliché F. Cartaud).....	34
<u>Figure I-9</u> : Courbe de compactage type d'un sol argileux.....	36
<u>Figure I-10</u> : Exemple de surface de barrière minérale compactée de façon inappropriée.....	37
<u>Figure I-11</u> : Exemple de plis affectant une géomembrane PEHD soumise aux rayons solaires (a) plis de faible amplitude organisés de façon non-ordonnée (b) pli de grande dimension perpendiculaire au sens de déroulement du lé.....	41
<u>Figure I-12</u> : Illustration de différents types de défauts (a) : poinçonnement de faible dimension (b) : lacération par frottement de la géomembrane contre un élément rigide (c) : soudure défectueuse des lés.....	43
<u>Figure I-13</u> : Schématisation de l'écoulement dans le cas du contact parfait sol-géomembrane (a) infiltration verticale dans le sol (b) infiltration radiale dans le sol.....	45
<u>Figure I-14</u> : Schématisation de l'écoulement dans le cas des très bonnes conditions de contact. L'interface existe et la surface d'infiltration est supérieure à la surface du défaut dans la géomembrane.....	46
<u>Figure I-15</u> : Schématisation de l'écoulement dans le cas du maximum absolu.....	46
<u>Figure I-16</u> : Conceptualisation de la notion d'interface uniforme.....	47
<u>Figure II-1</u> : Géométrie de l'étanchéité composite dans le cas axisymétrique d'un défaut circulaire.....	54
<u>Figure II-2</u> : Géométrie de l'étanchéité composite dans le cas bidimensionnel d'un défaut longitudinal.....	55
<u>Figure II-3</u> : Écoulement entre deux plans parallèles suivant l'axe x.....	56
<u>Figure II-4</u> : Représentation des zones d'interface de transmissivité variable.....	63
<u>Figure III-1</u> : Photographies d'états de surfaces de barrières minérales juste avant la pose des géosynthétiques (clichés F.Cartaud).....	72
<u>Figure III-2</u> : Photographies d'états de surfaces de barrières minérales juste avant la pose des géosynthétiques (clichés F.Cartaud).....	73
<u>Figure III-3</u> : Observation du cheminement emprunté par les écoulements d'interface dans le cas d'un état de sol artificiel présentant des marques circulaires de compacteur manuel.....	76
<u>Figure III-4</u> : Observation du cheminement emprunté par les écoulements d'interface dans le cas d'un état de sol conforme à la réalité des barrières de fond d'ISD, présentant des marques de circulation d'engin à pneumatiques.....	77
<u>Figure III-5</u> : Cas d'application de la simplification de la lubrification (d'après Thovert et Adler, 1999).....	84
<u>Figure III-6</u> : représentation des vecteurs de débit et des valeurs d'ouverture dans le plan d'une fracture simulée (d'après Jang et al. 2002).....	88
<u>Figure III-7</u> : diagramme schématique du flux à travers une fracture simple avec des valeurs d'ouvertures assignées à des zones délimitées par le maillage (haut) et diagramme	

schématique de deux nœuds adjacents d'ouverture différente s_i et s_j (bas) (d'après Moreno et al. 1988).....	92
<u>Figure III-8</u> : fracture d'ouverture variable dans la direction perpendiculaire au flux (d'après Neuzil et Tracy, 1981).....	94
<u>Figure III-9</u> : répartition des zones humides dans une fracture présentant des zones de contact (hachurées) au cours d'un processus d'imbibition, depuis le cas désaturé (en haut à gauche) jusqu'au cas saturé (en bas à droite), d'après Peters et Klavetter (1988).....	101
<u>Figure III-10</u> : Relation pression capillaire-saturation obtenue par Pruess et Tsang (1990)..	111
<u>Figure III-11</u> : Courbe de rétention de l'interface, comparée à celle de Pruess (1998).....	112
<u>Figure III-12</u> : Interface d'ouverture évoluant de façon sinusoïdale selon une amplitude δ ..	114
<u>Figure III-13</u> : Comparaison des différents débits obtenus dans l'interface sinusoïdale en fonction de la charge hydraulique appliquée.....	119
<u>Figure III-14</u> : Schéma d'organisation des ouvertures variables (a) de façon asymétrique (b) de façon symétrique.....	120
<u>Figure III-15</u> : Schéma théorique de l'interface d'ouverture en créneaux.....	121
<u>Figure IV-1</u> : Schéma en coupe de la cellule de mesure de dimension décimétrique (d'après Touze-Foltz, 2002a).....	128
<u>Figure IV-2</u> : Vue du dispositif de mesure en cellule de transmissivité.....	129
<u>Figure IV-3</u> : Schéma en coupe du dispositif expérimental de mesure de débit de fuite à l'échelle métrique (d'après Cartaud et al., 2004).....	130
<u>Figure IV-4</u> : Vue générale du dispositif de mesure du débit dans un système d'étanchéité composite à l'échelle métrique.....	131
<u>Figure IV-5</u> : Colonnes expérimentales dans lesquelles sont mesurés les débits à travers des dispositifs d'étanchéité composite.....	132
<u>Figure IV-6</u> : Système de connexion des tuyaux d'alimentation et de purge au défaut de la géomembrane.....	133
<u>Figure IV-7</u> : Réalisation des moulages d'état de surface de barrière minérale sur différents sites.....	137
<u>Figure IV-8</u> : Protocole de reproduction d'état de surface artificiel.....	139
<u>Figure IV-9</u> : Données de topographie acquises par rugosimétrie laser et représentées par image de relief ombré pour les 10 moulages réalisés sur sites.....	141
<u>Figure IV-10</u> : Reproduction de l'état de surface par pression du moulage contre l'argile de la barrière minérale d'étanchéité.....	146
<u>Figure IV-11</u> : Coupe schématique illustrant le protocole utilisé pour mouler la surface de la géomembrane en présence de la couche granulaire et de la contrainte mécanique.....	148
<u>Figure IV-12</u> : Schéma de principe du placement des repères sur les moulages pour le repositionnement.....	149
<u>Figure IV-13</u> : Détail de la mise en place des repères centraux et de direction transversale pour marquage de la plaque moulant la géomembrane.....	150
<u>Figure IV-14</u> : Retrait du moulage de la géomembrane et de la géomembrane après solidification de la résine époxy.....	150
<u>Figure IV-15</u> : Protocole de reproduction de l'état de sol après l'essai expérimental.....	151
<u>Figure IV-16</u> : Protocole de moulage de l'interface par du silicone.....	152
<u>Figure IV-17</u> : Protocole de mesure de l'ouverture selon Yeo et al. (1998) introduisant une erreur dans la mesure de l'ouverture.....	153
<u>Figure IV-18</u> : Moulage d'état de surface de barrière minérale mis en place sous le bâti du rugosimètre laser en vue de la mesure de sa topographie.....	154
<u>Figure IV-19</u> : Mesure de la topographie du moulage de silicone sur le moulage support (a) puis après retrait du silicone (b). Le moulage support correspond ici au moulage de la géomembrane.....	155

<u>Figure IV-20</u> : Répartition des ouvertures de l'interface correspondant à une géomembrane en contact avec un état de sol réel sous une contrainte de 6 kPa.....	156
<u>Figure IV-21</u> : Débits de fuite obtenus avec les géotextiles GA, GB et GC sous 50 et 100 kPa, pour un état de surface plan et lisse.....	160
<u>Figure IV-22</u> : Débits de fuite obtenus avec les géotextiles GA, GB et GC sous 50 et 100 kPa, pour un état de surface irrégulier.....	161
<u>Figure IV-23</u> : Schéma d'illustration du flux dans l'interface en présence d'un géotextile suivant que l'état de surface de l'argile compactée est plan (cas a) ou très irrégulier (cas b).....	165
<u>Figure IV-24</u> : Ecoulements d'eau colorée au bleu de Coomassie en périphérie d'une interface de dispositif d'étanchéité composite reproduit au laboratoire.....	168
<u>Figure IV-25</u> : Évolution du débit de fuite à travers le défaut pour un dispositif d'étanchéité composite soumis à 6 kPa.....	169
<u>Figure IV-26</u> : Évolution du débit de fuite à travers le défaut pour un dispositif d'étanchéité composite soumis à 64 kPa.....	170
<u>Figure IV-27</u> : Déformations provoquées sur la surface argileuse et sur la géomembrane par l'augmentation de la contrainte de 6 kPa (a et c) à 64 kPa (b et d).....	171
<u>Figure IV-28</u> : Évolution du débit de fuite sous 64 kPa en fonction des géotextiles testés et de leur pré-hydratation (d'après Cartaud et al., 2004).....	172
<u>Figure IV-29</u> : Évolution du débit de fuite sous 134 kPa en fonction des géotextiles testés et de leur pré-hydratation (d'après Cartaud et al., 2004).....	174
<u>Figure IV-30</u> : Évolution de la capacité de débit dans le plan des géotextiles GA, GA' et GB initialement secs, mesurée dans le banc d'essai EN ISO 12958.....	179
<u>Figure IV-31</u> : Dispositif de mesure de la relation teneur en eau - succion des géotextiles...184	184
<u>Figure IV-32</u> : Courbes d'imbibitions des trois géotextiles étudiés.....	185
<u>Figure IV-33</u> : Courbes de drainage des trois géotextiles étudiés.....	185
<u>Figure IV-34</u> : Relations conductivité hydraulique-saturation obtenues pour les trois géotextiles à partir des paramètres de van Genuchten déterminés.....	186
<u>Figure IV-35</u> : Comparaison des résultats expérimentaux avec ceux de Touze-Foltz (2001) et les courbes théoriques de flux en fonction des différentes conditions de contact.....	190
<u>Figure V-1</u> : Schéma du système d'étanchéité composite tel que représenté dans le modèle.....	198
<u>Figure V-2</u> : Répartition des paramètres hydrauliques non-saturés du modèle de van Genuchten pour 300 sols argileux relevés dans Haverkamp et al. (1997), Mualem (1976) et Döll (1996).....	199
<u>Figure V-3</u> : Courbes de rétention de l'interface et des deux argiles compactées.....	199
<u>Figure V-4</u> : Débit de fuite au défaut sur deux ans de simulation, dans le cas de mauvaises conditions de contact et sous une charge hydraulique de 0,3 m.....	202
<u>Figure V-5</u> : Courbes de débit obtenues selon les paramètres adoptés pour l'argile.....	205
<u>Figure V-6</u> : Évolution des débits au défaut (figurés noirs) et à la sortie à droite de l'interface (figurés blancs) pour une charge hydraulique de 0,3 m.....	206
<u>Figure V-7</u> : Profils de succion dans l'interface au cours des 27 premiers jours de temps simulé, jusqu'à la saturation de l'interface sur toute sa longueur.....	207
<u>Figure V-8</u> : Profils de pression dans l'argile, à une profondeur de 4 cm sous l'interface, pendant les 13 premiers jours de simulation.....	208
<u>Figure V-9</u> : Schéma en plan des conditions limites appliquées au système sur lequel est simulé l'écoulement.....	210
<u>Figure V-10</u> : Distribution de la vitesse du fluide s'écoulant dans l'interface au régime permanent mis en parallèle avec les données d'ouverture.....	213

<u>Figure V-11</u> : Distribution de la vitesse du fluide s'écoulant dans l'interface au régime permanent mis en parallèle avec les données d'ouverture.....	215
<u>Figure V-12</u> : Simulation en régime transitoire permettant le suivi de la concentration du traceur injecté dans l'interface depuis le défaut.....	216
<u>Figure V-13</u> : Représentation de la position du défaut simulé par rapport à la distribution spatiale des données d'ouverture de l'interface.....	217
<u>Figure V-14</u> : Débits de fuite simulés pour les différentes positions de défaut représentés en fonction de l'ouverture au niveau de chaque défaut.....	219
<u>Figure V-15</u> : Vitesses du fluide dans l'interface sous 6 kPa en fonction de la position du défaut.....	220
<u>Figure V-16</u> : Position des défauts simulés sur une géométrie d'interface reconstituée à partir des données de rugosimétrie de la surface C et de la géométrie de la géomembrane sous contrainte.....	221
<u>Figure V-17</u> : Vitesses du fluide dans l'interface reconstituée en fonction de la position du défaut.....	222
<u>Figure V-18</u> : Illustration du cas où l'ouverture de l'interface est supérieure à l'épaisseur du géotextile, qui ne comble pas totalement l'ouverture.....	223
<u>Figure V-19</u> : Répartition des vitesses du fluide dans l'interface occupée par le géotextile GA, sous une contrainte mécanique de 64 kPa.....	225
<u>Figure V-20</u> : Répartition des vitesses du fluide dans l'interface occupée par le géotextile GC, sous une contrainte mécanique de 64 kPa.....	226
<u>Figure V-21</u> : Comparaison des prévisions de débit numérique pour les positions de nœuds de la Figure V-16 avec les courbes $T=f(K)$ pour les différentes conditions de contact.....	230
<u>Figure AII-1</u> : Couche d'argile en agrégats dans la cellule avant reproduction de l'état de surface.....	256
<u>Figure AII-2</u> : Vérification de l'horizontalité avant application de la charge mécanique.....	257
<u>Figure AII-3</u> : État de surface reproduit et moulage utilisé.....	257
<u>Figure AIV-1</u> : Mise en place du cerclage d'acier sur la zone à mouler.....	261
<u>Figure AIV-2</u> : Moulage de l'état de surface de la barrière minérale en cours.....	262
<u>Figure AIV-3</u> : la grille de renforcement d'acier est mise en place.....	263
<u>Figure AV-1</u> : le moulage est placé sur la couche d'argile.....	265
<u>Figure AV-2</u> : Une couche de sable est étalée et réglée pour uniformiser le contact entre la plaque d'acier et le moulage de plâtre polyester.....	265
<u>Figure AV-3</u> : la plaque d'acier est approchée à l'aide de l'engin élévateur.....	266
<u>Figure AV-4</u> : Schéma de raccordement de la plaque d'acier au piston de la presse.....	266
<u>Figure AV-5</u> : la plaque d'acier est fixée au piston suivant le schéma précédent.....	267
<u>Figure AV-6</u> : descente de la plaque en utilisant la presse hydraulique.....	267
<u>Figure AV-7</u> : application de la contrainte mécanique pour reproduire l'état de surface.....	268
<u>Figure AV-8</u> : les repères sur le moulage sont utilisés pour le replacer toujours dans la même position par rapport à la colonne d'essais.....	269
<u>Figure AV-9</u> : étape intermédiaire de lissage de la couche d'argile.....	269
<u>Figure AV-10</u> : remise en place du moulage.....	270
<u>Figure AV-11</u> : état de surface reproduit en fin d'essai.....	271

Liste des Tableaux

<u>Tableau I-1</u> : densité des fibres utilisées dans la fabrication des géotextiles.....	30
<u>Tableau I-2</u> : Dimensions des défauts retenus pour les études expérimentales et numériques développées dans la thèse.....	44
<u>Tableau II-1</u> : Paramètres d'interface pour les différentes conditions de contact, dans le cas d'un sol de conductivité hydraulique de 10^{-9} m.s^{-1} (d'après Touze-Foltz 2001).....	62
<u>Tableau II-2</u> : Forme des équations empiriques valables pour les neuf configurations possibles d'étanchéité composite présentant un défaut (d'après Touze-Foltz et Giroud, 2004).....	66
<u>Tableau III-1</u> : Synthèse de quelques modèles discutés et commentaire sur l'application au cas d'un écoulement d'interface de dispositif d'étanchéité composite.....	108
<u>Tableau III-2</u> : Débit obtenu par les différents moyens de calcul.....	118
<u>Tableau III-3</u> : Comparaison des débits obtenus numériquement en utilisant Metis et Fluent avec les débits obtenus par solutions analytiques.....	119
<u>Tableau III-4</u> : Organisation géométrique des segments d'interface d'ouverture variable suivant des créneaux.....	120
<u>Tableau III-5</u> : Comparaison des débits s'écoulant dans l'interface en créneau, calculés analytiquement et numériquement.....	122
<u>Tableau IV-1</u> : Synthèse des essais réalisés, mentionnant l'échelle du dispositif et la nécessité éventuelle de reproduction d'état de surface.....	126
<u>Tableau IV-2</u> : Accroissement du degré de réalisme introduit dans les essais concernant les géotextiles à l'interface, en fonction du dispositif expérimental utilisé.....	127
<u>Tableau IV-3</u> : Propriétés des géotextiles étudiés, issus de l'enquête réalisée.....	134
<u>Tableau IV-4</u> : Paramètres statistiques calculés à partir des données rugosimétriques des dix états de surface moulés sur sites d'ISD.....	144
<u>Tableau IV-5</u> : Transmissivités d'interface mesurées sous 50 et 100 kPa pour un état de sol plan ou irrégulier, comparées avec les valeurs obtenues par essai normalisé ISO12958.....	163
<u>Tableau IV-6</u> : Valeurs de porosité calculées suivant la contrainte mécanique appliquée....	164
<u>Tableau IV-7</u> : Comparaison entre les débits prédictifs basés sur les essais normalisés et les débits expérimentaux.....	178
<u>Tableau IV-8</u> : Comparaison entre les débits prédictifs basés sur les essais normalisés avec les géotextiles secs et sous gradient hydraulique de 0,6 et les débits expérimentaux.....	180
<u>Tableau IV-9</u> : Comparaison de la capacité du débit dans le plan des géotextiles neufs et colmatés par de l'argile, sous différentes contraintes.....	181
<u>Tableau IV-10</u> : Paramètres hydrodynamiques de van Genuchten déterminés pour les trois géotextiles étudiés.....	186
<u>Tableau V-1</u> : valeurs de transmissivité, d'épaisseur et de conductivité hydraulique de l'interface adoptée dans l'étude.....	197
<u>Tableau V-2</u> : Paramètres adoptés dans les simulations numériques d'écoulement.....	201
<u>Tableau V-3</u> : débits de fuite obtenus par simulation numérique en régime transitoire, pour une barrière minérale non-saturée, et par solutions analytiques en conditions permanentes et saturées.....	202
<u>Tableau V-4</u> : Volumes d'effluents infiltrée sur une période de 30 ans, à partir des résultats numériques, analytiques ou empiriques.....	203
<u>Tableau V-5</u> : Comparaison des débits numériques et analytiques pour différents types de défaut dans la géomembrane.....	203
<u>Tableau V-6</u> : Commentaires sur la localisation et l'environnement des défauts testés.....	218
<u>Tableau V-7</u> : Synthèse des débits de fuite simulés, comparés au débit obtenu pour une position de défaut au nœud original.....	218

Tableau V-8 : Débits de fuite calculés pour les différentes positions de défaut correspondant à la figure V-14.....222

Tableau V-9 : Comparaison des flux calculés pour le cas où un géotextile occupe l'interface.....224

Tableau V-10 : Débits de fuite calculés analytiquement pour une interface de géométrie axisymétrique et de transmissivité uniforme.....229

Liste des symboles utilisés dans la thèse

- a** : aire du défaut dans les équations empiriques (eq. II-42 – II-44) [L^2]
 A, B : constantes d'intégration dans les solutions analytiques (eq. II-30)(1998) [-]
 A_S : section traversée par le flux [L^2]
 b : largeur du défaut longitudinal [L]
 $C(h)$: capacité capillaire de Richards (1931) [-]
 $C_{q0}, C_{q\infty}$: coefficient de contact dans les équations empiriques (eq. II-42 – II-44) [unité variables]
 $f(s)$: fréquence de distribution des ouvertures d'une fracture ou d'une interface
 g : module du vecteur d'accélération de la pesanteur [LT^{-2}]
 h, h_w, H_w : charge hydraulique [L]
 H_s : épaisseur de sol [L]
 i : gradient hydraulique [-]
 $I_{0,1}$: fonctions de Bessel modifiées d'ordre 0 ou 1 et de première espèce
 k, K : conductivité hydraulique ou perméabilité [LT^{-1}]
 $K_{0,1}$: fonctions de Bessel modifiées d'ordre 0 ou 1 et de deuxième espèce
 k_r : conductivité hydraulique relative [LT^{-1}]
 L : longueur du système [L]
 l : largeur du système [L]
 M : paramètre statistique [-]
 m : paramètre (eq. III-22) [-]
 n : paramètre (eq. III-22) [-]
 p : pression [$LM^{-1}T^{-2}$]
 Q : débit [L^3T^{-1}]
 $Q_r(r)$: débit radial dans l'interface uniforme de géométrie axisymétrique [L^3T^{-1}]
 $Q_s(r)$: débit s'infiltrant verticalement dans la barrière minérale [L^3T^{-1}]
 $Q_X(x)$: débit longitudinal dans l'interface uniforme de géométrie bidimensionnelle [L^3T^{-1}]
 R : rayon du système [L]
 $R_w, R_q, R_z, R_b, R_p, R_v, R_{ku}$: paramètres statistiques [-]
 R_C : rayon correspondant à la surface d'infiltration dans le cas uniforme [L]
 Re : nombre de Reynolds [-]
 r_0 : rayon du défaut dans la géomembrane [L]
 s : épaisseur ou ouverture d'une fracture ou d'une interface [L]
 s_0 : valeur d'ouverture la plus probable selon une loi de distribution établie [L]
 S, S_w : saturation ou degré de saturation [-]
 t : temps [T]
 T, T_1, T_2 : transmissivité (par zone dans le cas des indices) de l'interface [L^2T^{-1}]
 u, v : composantes du vecteur vitesse du fluide [L]
 \vec{V} : vecteur vitesse de fluide [LT^{-1}]
 w : porosité [-]
 W_{opt} : Teneur en eau à l'optimum Proctor [-]
 X_C : extension latérale de la zone d'infiltration dans le cas bidimensionnel [L]
 z : cote ou altitude [L]
 α : paramètre (eq. III-22) [L^{-1}]
 β : période de la sinusoïde [T]
 γ : masse surfacique des géotextiles [ML^{-2}]
 δ : amplitude de la sinusoïde [L]
 ε : rapport entre l'ouverture moyenne et la longueur d'onde d'une fracture [-]
 Γ : terme d'échange fracture-matrice [-]
 η : viscosité cinématique
 λ : longueur d'onde de la sinusoïde [L]
 θ : teneur en eau [-]
 θ_r : teneur en eau résiduelle [-]

θ_s : teneur en eau à saturation [-]

ρ : masse volumique [M.L⁻³]

σ : variance statistique [-]

ψ : potentiel de pression d'eau négatif, succion [L]

Liste des sigles et abréviations citées dans la thèse

AFNOR: association Française pour la normalisation
ASTM: American standard testing method
CFG: Comité Français des Géosynthétiques
EPA: environment protection agency
EPDM: éthylène-propylène-diène Monomère
ISD: installation de stockage de déchets ménagers et assimilés
ISO: International standard organization
LB: lattice Boltzmann
LCL: Loi cubique locale
LG: lattice gas
MEB: microscopie électronique à balayage
PECS: poly-éthylène chloro-sulfonné
PEBD: poly-éthylène basse densité
PEHD: poly-éthylène haute densité
PP-F: polypropylène flexible
PVC-P: polyvinyle plastifié
UV: ultra-violets

Introduction générale

La réglementation française impose que le stockage des déchets ménagers et assimilés se fasse dans des ouvrages, dénommés Installations de Stockage de Déchets (ISD), respectueux de l'environnement. Le confinement des déchets et des fluides polluants engendrés par la percolation des eaux de pluie à travers les déchets, appelés lixiviats, est réalisé grâce à des structures d'étanchéité-drainage, dont le rôle est de limiter le transfert de polluants présentant un danger pour le milieu environnant vers le sous-sol et les nappes aquifères.

Les textes législatifs imposent qu'en fond d'ISD le dispositif d'étanchéité soit formé d'une barrière de sécurité passive surmontée d'un niveau de sécurité actif. La barrière de sécurité passive doit être constituée d'une couche de matériaux argileux de faible perméabilité ; la barrière de sécurité active comprend une géomembrane associée à une couche drainante assurant la collecte et l'évacuation des lixiviats en dehors de l'alvéole de stockage.

L'association d'une étanchéité minérale et d'une étanchéité synthétique, formant le dispositif d'étanchéité composite, constitue en théorie une technique capable d'assurer un niveau de protection maximal vis-à-vis de l'environnement. Cependant, l'étanchéité parfaite n'est pas atteinte car les éléments polluants contenus dans les lixiviats peuvent s'écouler à travers le dispositif d'étanchéité composite, soit sous l'action de gradients de concentration – c'est le phénomène de transport diffusif – soit sous l'action du gradient de charge hydraulique – c'est le phénomène de transport advectif. Le transport diffusif à travers les dispositifs d'étanchéité fait l'objet de nombreuses études et n'est pas pris en compte dans cette thèse. Le transport advectif constitue quant à lui le cœur du travail présenté ici et se fait au travers de défauts qui existent dans la géomembranes et qui sont liés à la soudure de la géomembrane lors de sa mise en place ou à des endommagements d'origine mécanique. Ces défauts dans la géomembrane, dont les études estiment la densité moyenne de l'ordre de la dizaine à l'hectare, sont des zones de passage préférentiel pour les lixiviats vers la barrière minérale.

La surface de la barrière passive en contact avec les lixiviats au niveau des défauts de la géomembrane est soumise à une charge hydraulique. Cependant, il est admis que le contact parfait entre les deux composants du dispositif d'étanchéité composite n'existe pas car la géomembrane et la surface de la barrière minérale ne sont pas planes. L'espace compris entre les deux matériaux, appelé interface, provoque alors l'existence d'une surface d'infiltration du lixiviat dans l'argile bien supérieure à la seule aire du défaut. Ces écoulements à l'interface ont été observés dans de nombreux travaux expérimentaux qui seront décrits dans la thèse.

Dès lors, la modélisation mathématique des transferts advectifs dans les dispositifs d'étanchéité comprenant une interface, représentée sous forme d'une épaisseur uniforme, a permis le développement de solutions analytiques capables de quantifier les débits de fuite en régime permanent. D'autres hypothèses ont été formulées, en particulier celles où l'interface et la barrière minérale sont considérées comme totalement saturées. Aucun élément ne permet de conclure à une saturation probable de ces éléments du dispositif d'étanchéité et une étude de l'impact éventuel de la non-saturation n'a jamais été envisagée.

L'hypothèse d'une interface d'épaisseur uniforme était nécessaire pour le développement du modèle d'écoulement couplé interface - barrière minérale, mais les

observations sur sites et au laboratoire sont venues invalider le modèle d'un écoulement radial à partir d'un défaut circulaire et d'un écoulement bidimensionnel à partir d'un défaut longitudinal. Il apparaît que les écoulements dans l'interface sont bien plus complexes et semblent dépendre pour l'essentiel de la non-uniformité de l'épaisseur de l'interface. Les outils existants ne peuvent pas intégrer la géométrie réelle d'une interface et ce point constitue donc l'ultime étape vers une quantification fine des débits de fuite passant au travers des défauts de la géomembrane, qui est nécessaire pour évaluer avec précision l'impact d'une ISD sur le milieu environnant.

La démarche du travail de thèse a donc consisté en premier lieu à quantifier la variabilité spatiale de l'interface, puis à développer un nouveau modèle d'écoulement capable de prendre en compte cette interface non-uniforme. Ce nouveau modèle doit permettre de quantifier l'influence de la variabilité spatiale et temporelle de l'interface sur les transferts advectifs à l'interface, puis dans l'ensemble de l'étanchéité composite.

La méthodologie adoptée pour atteindre ces objectifs consiste à combiner à la fois observations de terrain, expérimentations hydrauliques au laboratoire et modélisation et simulations numériques à deux et trois dimensions.

- Les observations de terrain doivent apporter une connaissance des états de surface de la barrière minérale et de la géométrie de la géomembrane. C'est également à partir de ces observations, ainsi que de celles des écoulements d'interface relevées lors des essais expérimentaux, que se fait le choix du modèle à adopter parmi la grande variété d'outils numériques existants.

- Les expérimentations hydrauliques, effectuées au laboratoire à différentes échelles, vont fournir d'une part des mesures de débit de fuite, mais aussi la géométrie réelle de l'interface.

- La modélisation numérique de l'écoulement advectif dans l'étanchéité composite va permettre de réaliser des simulations avec la géométrie d'interface fournie par le travail expérimental. Les résultats du phénomène simulé sont donc confrontés aux mesures hydrauliques expérimentales pour étudier la validité du modèle proposé. Les simulations numériques sont également utilisées pour étudier l'influence de la non-saturation de la barrière minérale, question qui n'a jamais été étudiée auparavant bien que l'hypothèse d'une barrière passive saturée soit commune à toutes les études réalisées jusqu'à maintenant.

Un cas particulier mais néanmoins fréquemment rencontré sur les Installations de Stockage de Déchets en France sera analysé pour compléter l'étude des transferts advectifs dans les étanchéités composites : celui où un géotextile est placé à la surface de la barrière minérale et sous la géomembrane et qui occupe donc l'interface.

Le premier chapitre présente le dispositif d'étanchéité composite mis en œuvre en Installation de Stockage de Déchets suivant la réglementation en vigueur, les matériaux qui le constituent et ses imperfections. La notion d'interface y est également définie.

Le chapitre II est une synthèse sur la modélisation des transferts advectifs dans les étanchéités composites. Il débute par la présentation des travaux issus de la bibliographie concernant la quantification expérimentale des débits de fuite dans les étanchéités composites. Le mécanisme de fuite et la modélisation des écoulements qui sont issus des considérations

tirées des expérimentations sont ensuite détaillés. Les travaux plus récents qui ont abouti à l'expression de solutions analytiques et d'équations empiriques sont exposés, tout en soulignant la limite de ces outils.

Le chapitre III constitue l'apport réalisé par la thèse sur le sujet puisqu'il présente la modélisation et la conceptualisation des écoulements dans une interface non-uniforme. Dans un premier temps, les similarités morphologiques et hydrodynamiques entre une fracture rocheuse et une interface sont soulignées. Cette étape est nécessaire pour justifier de l'emploi d'un modèle emprunté au domaine des écoulements dans les milieux fracturés. Les différentes approches existantes dans ce domaine sont présentées, puis la fin du troisième chapitre est consacrée à la présentation du modèle retenu ainsi qu'aux raisons de ce choix. Des études numériques préliminaires sont entreprises à ce niveau. Deux cas où l'interface possède une variabilité spatiale simple et pour lesquels une solution peut être calculée analytiquement sont simulés à deux dimensions et comparés aux solutions analytiques.

Le chapitre IV est consacré aux expérimentations en laboratoire. Les protocoles mis au point pour quantifier les débits de fuite et acquérir la géométrie de l'interface sont présentés à ce niveau. Les résultats des essais réalisés à différentes échelles dans le cas où un géotextile est présent à l'interface sont inclus à la fin du chapitre et des considérations sur l'utilité ou au contraire le risque lié à la pose d'un géotextile y sont exposées.

Le dernier chapitre fournit tout d'abord des détails sur le code de calcul employé pour simuler l'écoulement dans les étanchéités composites. Le code est ensuite utilisé pour analyser l'influence de la non-saturation de la barrière minérale sur les débits de fuite, dans le cas d'une interface uniforme. Puis, les résultats des simulations de transferts advectifs pour les géométries d'interfaces réelles sont présentés. L'influence de la position du défaut par rapport à la géométrie de l'interface ainsi que l'impact de la présence d'un géotextile sont également étudiées à ce niveau. En comparant les résultats numériques et hydrauliques avec les prévisions obtenues en utilisant les solutions analytiques et les équations empiriques, l'apport de la modélisation des écoulements tenant compte de la variabilité spatiale de l'interface sera mis en évidence.

Ce travail de thèse a permis de montrer, à travers le choix du modèle d'écoulement développé dans le chapitre III, qu'un modèle inspiré de ceux existant pour les fractures en milieux poreux peut être utilisé pour simuler les flux dans un dispositif d'étanchéité composite. Le modèle retenu considère ainsi l'interface comme un milieu poreux bidimensionnel et permet de calculer les transferts simultanés vers la barrière argileuse en conditions non-saturées. Dans le chapitre V, le modèle est utilisé d'une part pour tester l'importance de la prise en compte de l'état non-saturé de la barrière minérale et d'autre part pour quantifier des débits d'interface pour des cas où celle-ci est non-uniforme. Il ressort de ces deux études que la barrière minérale peut être considérée comme saturée et que le modèle permet de quantifier des débits d'interface à partir de géométries d'interfaces réelles, et reproduisant les phénomènes hydrodynamiques observés expérimentalement.

La part expérimentale de cette thèse, présentée dans le chapitre IV, a permis de montrer quels sont les états de surface réels des barrières minérales sur site. Les méthodes développées décrivent la façon dont ceux-ci ont été incorporés dans des essais en colonne de mesure de débit d'interface, de dimension métrique, puis la façon dont la géométrie des interfaces a été mesurée. L'étude de la présence d'un géotextile à l'interface à l'échelle 1 m a montré que les géotextiles augmentent le débit de fuite dans l'étanchéité composite mais de

façon très variable et que l'utilisation de résultats d'essais simples, tels que l'essai normalisé EN ISO 12958 de mesure de capacité de débit dans le plan du géotextile, de courte durée, ne fournit pas une quantification valide pour effectuer de la prédiction de flux.

Enfin, même si ce travail concerne l'étanchéité composite en fond d'alvéole, il est utile de mentionner à ce niveau que la problématique de cette thèse est très proche de celle visant à quantifier les débits de fuite des bassins de rétention d'effluents. Les deux ouvrages présentent de nombreuses similitudes puisqu'ils emploient chacun un dispositif d'étanchéité composite et ils cohabitent d'ailleurs souvent au sein d'un même site d'ISD. Quelques particularités les différencient, toutes rassemblées en amont de la géomembrane : les étanchéités composites des bassins demeurent en partie exhumées, il n'y a pas d'autres charges mécaniques que le seul poids du fluide stocké, la charge hydraulique exercée sur le dispositif d'étanchéité composite est bien supérieure à la charge maximale autorisée en fond d'alvéole. Il est intéressant de noter que peu d'études portent à l'heure actuelle sur la quantification des débits de fuite des bassins de stockage des lixiviats, alors que l'enjeu environnemental est le même et les risques d'un niveau au moins équivalent, voir d'avantage en raison des plus fortes charges hydrauliques imposées. Cette question dépasse le cadre de ce travail de thèse mais mérite discussion. Les matériaux et les techniques de mise en œuvre des deux types d'ouvrages étant identiques, les avancées développées au cours de cette étude devraient être transposables, ou du moins applicables, au cas des bassins de stockage d'effluents même si ce cas ne sera plus évoqué par la suite et que nous porterons nos efforts sur l'étude des fonds d'alvéole d'ISD.

Chapitre I : Les dispositifs d'étanchéité composite des Installations de Stockage de Déchets

1. Introduction

Ce premier chapitre présente le contexte général de l'étude et ses enjeux et permet de définir les concepts et les termes qui seront utilisés tout au long de la thèse.

En première partie, les notions d'Installation de Stockage de Déchets et de dispositif d'étanchéité sont présentées à travers les textes législatifs français et sont comparées aux solutions techniques mises en œuvre dans d'autres pays. Les matériaux géosynthétiques ou minéraux utilisés pour répondre aux exigences réglementaires sont présentés dans une seconde partie, qui comprend également des éléments de réflexion sur les conditions réelles d'utilisation et les performances de ces matériaux. La troisième partie est consacrée à la présentation des facteurs qui rendent les dispositifs d'étanchéité moins performants que ne le laisse supposer le concept théorique de l'étanchéité composite. Nous montrerons que l'imperfection du dispositif est à l'origine de l'existence d'écoulements à travers le dispositif d'étanchéité, que cette thèse se propose d'évaluer.

2. Les installations de stockage de déchets : contexte réglementaire et mise en œuvre

La production de déchets ménagers en France a doublé au cours des dernières décennies, passant de 220 kg annuels par habitant en 1960 (Schott, 1998) à 385 kg en 2002 (source ADEME). Jusque dans les années 1980, peu d'attention était accordée au devenir de ces déchets qui étaient enfouis dans de très nombreuses décharges non contrôlées, éparpillées sur l'ensemble du territoire et dont l'impact sur l'environnement n'était pas évalué.

La prise de conscience d'un besoin de préservation de l'environnement et de la santé publique a émergé dans le même temps et la réduction des impacts anthropiques sur le milieu naturel est devenue un enjeu de société.

Bien avant la notion de développement durable apparue récemment, et grâce aux connaissances scientifiques acquises et à l'apparition de nouveaux produits dans le domaine du génie civil, des moyens techniques ont été envisagés pour que l'enfouissement des déchets ménagers, toujours plus nombreux, soit effectué dans des conditions limitant l'impact sur l'environnement. Les solutions techniques développées ont été intégrées dans un cadre réglementaire, ce qui a permis de faire évoluer l'ancienne décharge peu respectueuse du milieu environnant vers le concept d'Installation de Stockage de Déchets, système performant de stockage et de confinement des déchets offrant la garantie d'impacts très limités vers la biosphère.

Les Installations de Stockage de Déchets (ISD) sont des ouvrages de génie civil complexes auxquels la législation demande un niveau de performance élevé ainsi qu'une pérennité, dans le but d'assurer vis-à-vis du milieu environnant un niveau de protection répondant à des critères très stricts. Nous allons limiter la présentation du contexte

réglementaire français aux parties concernant le fonctionnement hydraulique des ISD et plus particulièrement de leur système d'étanchéité qui se situe au cœur de ce travail. Les enjeux d'une connaissance plus approfondie des performances hydrauliques des systèmes d'étanchéité ont été classés en trois catégories (Durin, 1999):

- les enjeux techniques : favoriser la mise au point et le choix des matériaux les mieux adaptés ;
- les enjeux économiques : rationaliser le choix de la technique la moins coûteuse ;
- les enjeux environnementaux : permettre la prévision du caractère polluant d'une ISD par l'estimation du flux de contaminant traversant le système de confinement. La quantification de ce flux permet l'établissement d'un terme source indispensable pour l'évaluation du transfert de contaminant à l'échelle d'une ISD et de son impact sur le milieu environnant.

Le fond d'un site de stockage de déchets doit permettre d'assurer deux fonctions essentielles (Pierson et al., 2004) :

- la protection du sous-sol vis-à-vis de toute infiltration de polluants, c'est à dire le rôle de barrière ;
- l'évacuation vers l'extérieur des lixiviats, produits par les déchets et générateurs de polluants, c'est à dire le rôle de drainage.

2.1 La réglementation française

L'Arrêté du 18 décembre 1992 relatif aux déchets industriels spéciaux ultimes (Classe I) a permis de fixer les critères d'admissibilité de ces déchets en ISD suivant leur nature. Ils ont été classés en différentes catégories : les déchets dangereux, les déchets non-dangereux et les déchets inertes. La classification de ces déchets a été accompagnée de critères d'implantation, de sélection, de conception et d'aménagement des sites avant exploitation. D'un point de vue hydraulique, ce texte a posé les bases d'un nouveau concept d'étanchéité. Il stipule que « *le contexte géologique et hydrogéologique dans lequel s'inscrit l'installation de stockage doit être favorable et non sollicité. Son rôle est donc de constituer une barrière de sécurité passive qui est l'enveloppe de garantie de l'installation, sachant que l'aménagement du site est réalisé de telle façon que cette barrière ne soit pas sollicitée. Un dispositif de drainage incluant à sa base une géomembrane constitue un niveau de sécurité active* ». D'autre part, « *le niveau de sécurité passive est représenté par une formation géologique naturelle en place ou rapportée selon les règles de l'art, d'épaisseur minimum 5 m dont le coefficient de perméabilité est inférieur ou égal à 10^{-9} m par seconde, sur le fond et les flancs de l'installation de stockage* » et « *Afin de faciliter le drainage des lixiviats, une géomembrane manufacturée, chimiquement compatible avec les déchets stockés et mécaniquement acceptable au regard de la géotechnique du projet, est installée sur le fond et les flancs de l'installation de stockage* ». Cette association d'une barrière passive de nature minérale et d'un niveau de sécurité actif de nature synthétique constitue le dispositif d'étanchéité composite (voir Figure I-1). Nous pouvons aussi remarquer que le rôle de la géomembrane est défini dans ce texte comme élément de système drainant. L'article 20 de ce texte précise que « *un niveau drainant complété d'une couche de pose peut être installé sous la géomembrane* » sans exposer explicitement les raisons de cet ajout éventuel.

L'Arrêté du 9 septembre 1997 relatif aux décharges existantes et nouvelles installations de stockage de déchets ménagers et assimilés (Classe II) a étendu, comme son nom l'indique, les principes du stockage énoncés précédemment aux déchets ménagers et aux déchets industriels inertes. L'aménagement du site est similaire à celui requis par l'Arrêté de 1992, à l'exception de la barrière passive qui « est normalement constituée par le substratum du site qui doit présenter, de haut en bas, une perméabilité inférieure à 10^{-9} m.s^{-1} sur au moins 1 m et inférieure à 10^{-6} m.s^{-1} sur au moins 5 m ». Un autre aspect important du fonctionnement hydraulique d'une ISD est précisé, « l'ensemble de l'installation de drainage et de collecte des lixiviats est conçu pour limiter la charge hydraulique à 30 cm en fond de site ». L'éventualité de la présence d'un niveau drainant ou d'une couche de pose n'est pas mentionnée dans le texte réglementaire, mais nous verrons par la suite qu'un géotextile est très fréquemment posé sous la géomembrane en Installation de Stockage de Déchets ménagers et assimilés. Il est légitime de s'interroger sur les causes de la pose d'un tel élément par les exploitants des ISD et surtout sur l'impact hydraulique que peut avoir un tel niveau drainant venant s'intercaler au sein du dispositif d'étanchéité. Nous y reviendrons longuement par la suite puisque cette question constitue une part de la problématique étudiée dans cette thèse, au chapitre IV.

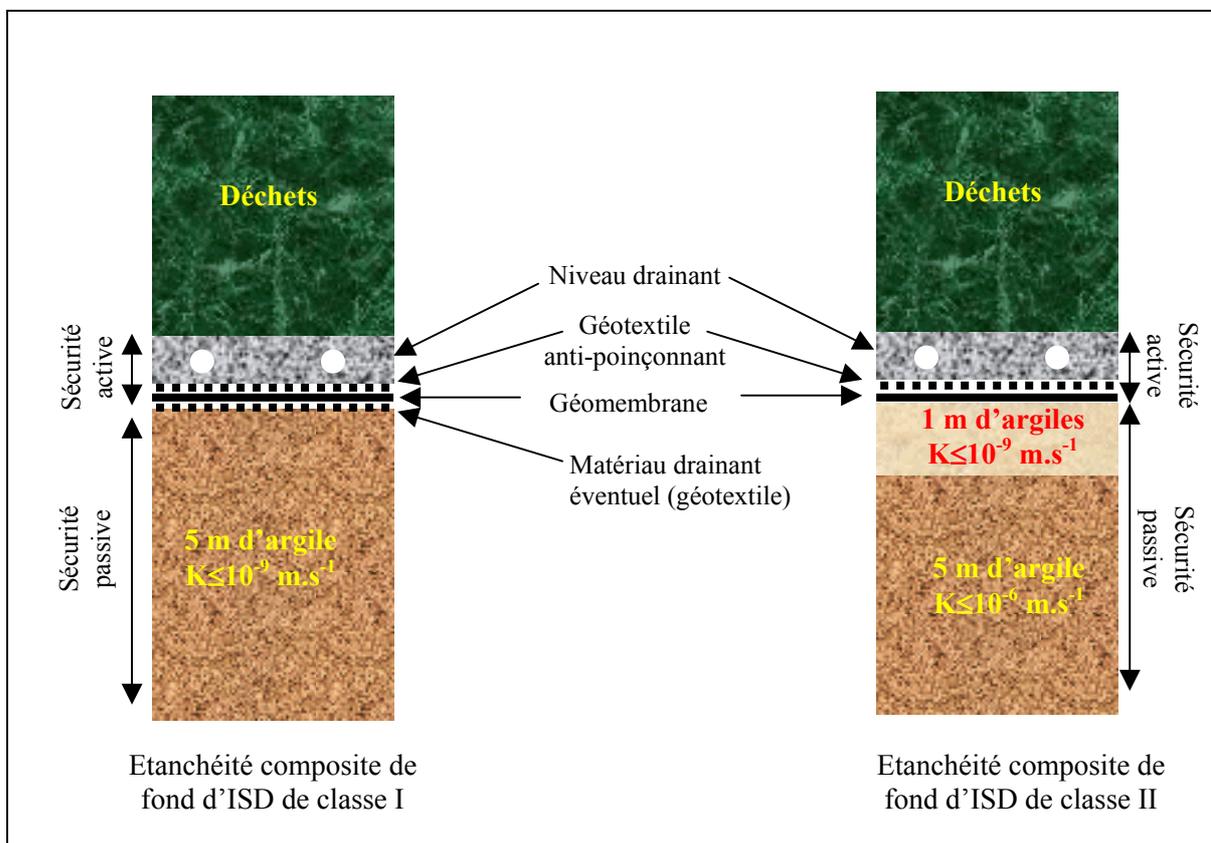


Figure I-1 : Principe de l'étanchéité de fond d'ISD selon la réglementation française

2.2 La réglementation américaine

Les réglementations américaines sont à la fois fédérales et propres à chaque état, elles sont édictées par l'Environment Protection Agency (EPA) et méritent d'être brièvement citées car elles diffèrent de la réglementation française en plusieurs points. Concernant le stockage des déchets dangereux un système de double étanchéité doit être mis en oeuvre, qui est

constitué d'une barrière d'étanchéité composite comprenant son dispositif de drainage sur laquelle vient se positionner une seconde géomembrane agrémentée d'un second dispositif de drainage. Ce dispositif est censé pouvoir garantir une charge hydraulique appliquée sur l'étanchéité composite inférieure à 30 cm.

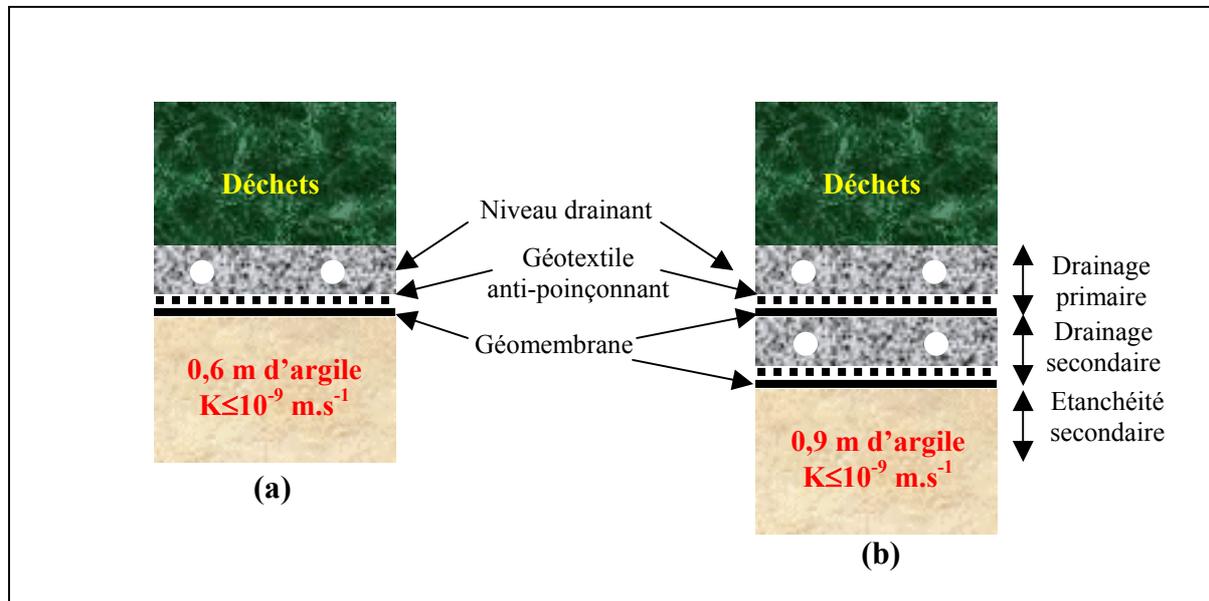


Figure I-2 : Principe de l'étanchéité de fond d'ISD selon la réglementation américaine : (a) pour les ISD de déchets ménagers (b) pour les ISD de déchets dangereux, dans lesquels le principe de système de double étanchéité est imposé (d'après Touze-Foltz, 2001).

La réglementation fixée par l'EPA pour les installations de stockage de déchets ménagers (40 CFR Parts 257-258 Subtitle D, Koerner, 1998) peut paraître d'un niveau de sécurité inférieur à la réglementation française car l'étanchéité composite doit être composée d'un géofilm d'au moins 0,75 mm d'épaisseur (1,5 mm dans le cas d'une géomembrane de polyéthylène haute densité) reposant sur une barrière minérale d'une épaisseur minimale de 60 cm de conductivité hydraulique inférieure ou égale à 10^{-9} m.s^{-1} . Cependant, il est spécifié que la géomembrane doit être en contact direct et uniforme avec le sol compacté sous-jacent et l'expression « contact intime » est ajoutée dans la réglementation de certains états. Cette notion de contact entre les deux éléments de l'étanchéité composite, qui constitue le fondement de ce travail de thèse, fait défaut dans les textes réglementaires français. On remarque également que la réglementation américaine considère la géomembrane comme partie intégrante du système d'étanchéité, et non comme élément du dispositif de drainage.

Il apparaît donc que la technique retenue pour garantir l'étanchéité d'une installation de stockage est commune aux réglementations américaines et françaises ainsi qu'à de nombreux autres pays tels que l'Allemagne, le Japon (Kamon et al., 2002) et basée sur l'association de propriétés complémentaires des matériaux constituant un système multicouches performant, l'étanchéité composite. Le chapitre suivant présente donc les propriétés des composants de l'étanchéité composite que sont les géomembranes, les géotextiles et les barrières minérales.

3. Matériaux constitutifs des dispositifs d'étanchéité composite

Nous avons vu que le concept d'étanchéité composite repose sur l'association de matériaux aux propriétés complémentaires, les géosynthétiques constituant la barrière de sécurité active et la couche d'argile compactée constituant la barrière de sécurité passive. Ce dispositif multicouche utilise les propriétés complémentaires des matériaux utilisés, dont les fonctions sont résumées dans le diagramme de la figure I-3.

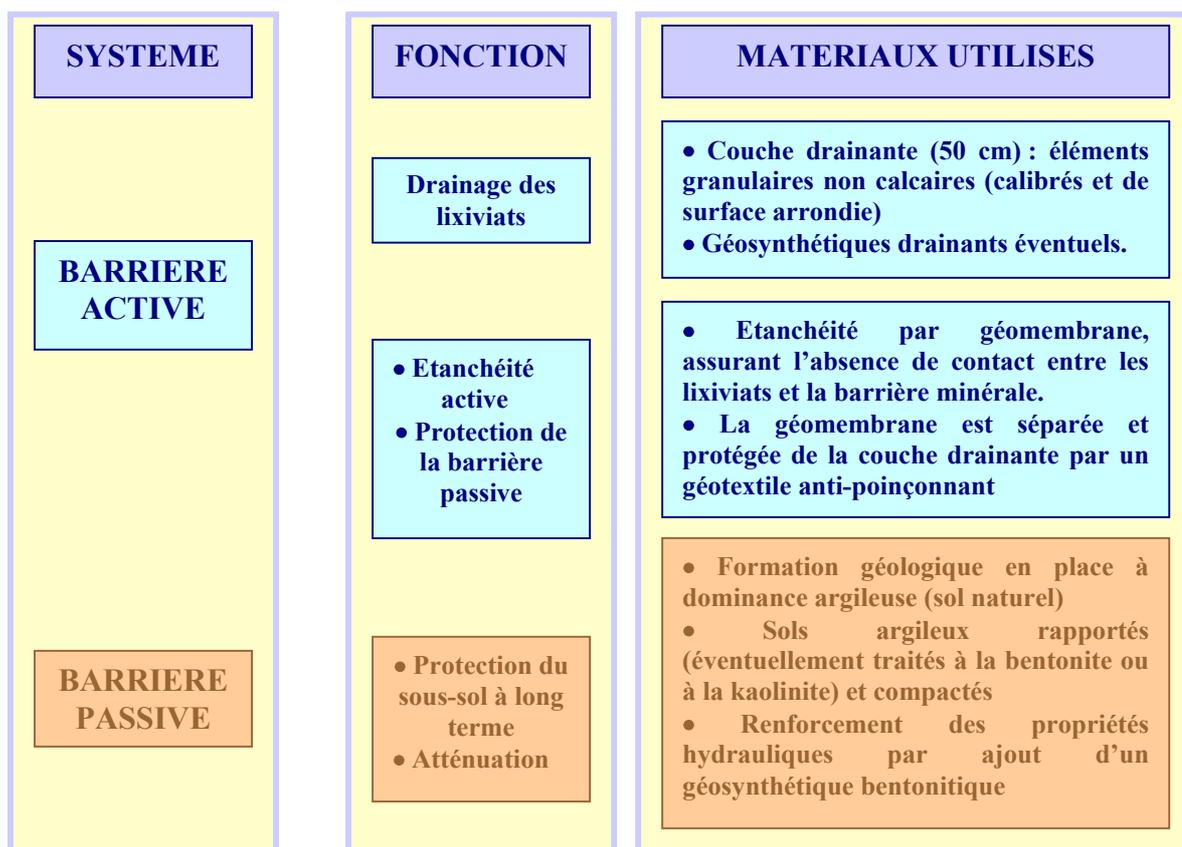


Figure I-3 : Diagramme du principe de l'étanchéité composite et des matériaux utilisés

Les trois paragraphes qui suivent présentent les propriétés des matériaux utilisés, c'est à dire les propriétés des géomembranes, des géotextiles et des barrières d'étanchéité minérale ainsi que leur mode de mise en œuvre en ISD.

3.1 Les géomembranes

Les géomembranes, qui appartiennent à la famille des géosynthétiques, sont définies par l'AFNOR comme « des produits adaptés au génie civil, minces, souples, continus, étanches aux liquides, même sous les sollicitations en service » (Rollin et al., 2002a). Les géosynthétiques sont définis quand à eux par l'International Geosynthetic Society comme « plans, à base de polymères naturels ou synthétiques, utilisés au contact de sol/roche ou tout autre matériau géotechnique dans des applications de génie civil ». Les géomembranes sont manufacturées sous forme de nappes d'au moins 1 mm d'épaisseur et de largeur variable. Généralement produites et conditionnées sous forme de rouleaux, elles sont acheminées sur le

chantier où elles doivent être assemblées pour assurer la continuité de l'étanchéité. Les produits d'épaisseur inférieure au millimètre n'entrent pas dans la catégorie des géomembranes et sont appelés géofilms.

Les propriétés d'étanchéité des géomembranes peuvent être employées dans de très nombreux ouvrages et leur fonction est particulièrement importante au sein des ouvrages hydrauliques. En ISD, les géomembranes sont utilisées pour l'étanchéité en fond et en talus des casiers, mais aussi pour les bassins de rétention des fluides collectés. Dans le cas d'une imperméabilité totale requise en couverture des casiers, les géomembranes peuvent également être employées.

Les différents types de géomembranes ainsi que les critères à prendre en compte pour leur utilisation au sein d'un ISD sont présentés dans les deux parties suivantes.

3.1.1 Types de géomembranes

Deux grandes familles de géomembranes se distinguent, suivant leur composition : celles fabriquées à partir de bitumes, qui furent les premières géomembranes produites et celles fabriquées à partir de polymères synthétiques.

Les géomembranes bitumineuses se composent d'une masse d'enrobage (bitume oxydé, bitume modifié élastomère) qui leur apporte les propriétés d'étanchéité et d'un matériau fibreux qui leur confère à la fois tenue et résistance mécanique (Rollin et al., 2002a).

Les géomembranes polymères sont fabriquées à partir de la fusion d'une résine ou d'un mélange de résines synthétiques thermoplastiques ou élastomères. Parmi les polymères thermoplastiques les plus courants on peut distinguer le PEHD (polyéthylène haute densité), le PEBD (polyéthylène basse densité), le polypropylène flexible (PP-F) et le chlorure de polyvinyle plastifié (PVC-P). Les géomembranes élastomères les plus utilisées sont élaborées à base de polyéthylène chloro-sulfoné (PECS) ou d'éthylène-propylène-diène monomère (EPDM).

Les géomembranes incluent généralement dans leur composition des additifs, tels que des plastifiants, des stabilisants, des antioxydants et des anti-UV afin de retarder le vieillissement du matériau (Rollin et al. 2002a). Par ailleurs, l'additif anti-UV généralement employé est le noir de carbone qui confère alors à la géomembrane une couleur noire. Cette couleur noire provoque de hautes températures pouvant atteindre 60 °C lorsque les géomembranes sont soumises à l'insolation. La dilatation de la géomembrane va alors provoquer l'apparition de plis de grandes dimensions sous l'effet du soleil. Ce phénomène concerne particulièrement les géomembranes en PEHD.

3.1.2 Critères de sélection selon la fonction envisagée et la localisation dans l'ouvrage

Les différents types de géomembranes se distinguent par leur composition chimique, ce qui leur confère des propriétés particulières. D'une façon générale, on attend des géomembranes qu'elles remplissent leur fonction de nappe étanche aux fluides pendant une durée dans le temps suffisante pour que la nocivité des effluents ait considérablement diminué et ne représente plus un risque pour le milieu environnant. Les géomembranes doivent donc répondre à des critères à la fois de performance et de durabilité. En fonction de leur

localisation dans l'ouvrage, et nous ne nous intéresserons ici qu'au cas des ISD, les contraintes ne sont pas les mêmes et les propriétés des différentes géomembranes existantes doivent être prises en compte. En couverture, les produits doivent être compatibles chimiquement avec la remontée éventuelle de biogaz et leurs propriétés mécaniques adaptées aux tassements différentiels. En talus, les géomembranes doivent être chimiquement résistantes au contact du lixiviat et posséder une forte résistance aux efforts de tractions dus aux pentes. En fond de forme, les performances mécaniques qui constituent un critère de choix des géomembranes sont les propriétés de résistance au poinçonnement statique et dynamique. La compatibilité chimique avec le lixiviat est également encore un facteur de sélection. Enfin, la mise en œuvre des matériaux est un critère qui intervient lorsque plusieurs types de géomembranes répondent aux exigences liées à la localisation au sein de l'ISD.

3.1.3 Principaux avantages et inconvénients des différents types de géomembranes

Les avantages et inconvénients de chaque type de géomembrane sont présentés succinctement. Les géomembranes bitumineuses sont facile à souder mais leur résistance chimique est insuffisante notamment au contact des hydrocarbures. La souplesse des géomembranes EPDM est également un avantage mais le recul est insuffisant à l'heure actuelle pour pouvoir juger de leur durabilité. Les géomembranes en PVC-P sont souples elles aussi mais sensibles aux hydrocarbures et aux UV, qui peuvent dans certains cas provoquer une perte de plastifiant entraînant une certaine rigidité pouvant conduire à la rupture mécanique du matériau. Les géomembranes en PEHD présentent une excellente résistance aux sollicitations chimiques ce qui rend leur emploi très courant en étanchéité d'ISD. Par contre, ce polymère confère une rigidité prononcée au matériau, ce qui rend sa soudure difficile, et le rend sensible à la dilatation sous l'effet de l'élévation de la température. En conséquence, lorsque les géomembranes en PEHD sont soumises à l'exposition solaire au moment de la pose, des plis apparaissent immédiatement, dont les dimensions seront détaillées dans la partie 4 de ce chapitre. Enfin, les géomembranes à base de PP-F semblent compatibles chimiquement avec une utilisation en fond d'ISD, leurs caractéristiques mécaniques étant également satisfaisantes. Ces géomembranes de PP-F pourraient donc présenter une alternative au PEHD en étanchéité d'ISD, mais l'utilisation de ce polymère demeure largement prédominante.

3.2 Les géotextiles

Les géotextiles sont des produits manufacturés sous forme de nappes continues appartenant à la famille des géosynthétiques.

La définition donnée par la norme ASTM D4439 est : « *un géosynthétique perméable composé uniquement de textile. Les géotextiles sont utilisés avec les fondations, les sols, les roches ou tout autre matériau géotechnique, comme partie intégrante d'un projet, d'une structure ou d'un système anthropique* ».

La norme internationale ISO 10318 les définit comme « *des matériaux tissés, non-tissés ou tricotés, perméables, à base de polymères, utilisés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil* ».

Les géotextiles sont définis dans la norme française NF G 38-000 comme des « produits ou articles textiles utilisés dans le génie civil ».

Les géotextiles sont dénommés à la fois suivant leur type et leur fonction dans les ouvrages, ces deux derniers étant d'ailleurs liés. Le type d'un géotextile sous-entend plus son mode de fabrication que sa constitution réelle. Les géotextiles sont très souvent composés de fibres synthétiques, nous allons donc utiliser une classification classique basée sur le mode de fabrication du produit (Koerner, 1998). Mis à part leur mode de production, les géotextiles sont aussi différenciés par leur fonction (protection, filtration, séparation etc.) et communément désignés par leur « grammage », correspondant à leur masse surfacique.

3.2.1 Types de géotextiles

Les produits géotextiles sont en grande majorité manufacturés à partir de filaments synthétiques, contrairement aux textiles qui utilisent souvent des matières naturelles telles que le coton, la laine, la soie etc. Les polymères les plus couramment utilisés pour leur fabrication sont le polyamide, le polypropylène, le polyester, le polyéthylène et enfin le nylon (Koerner, 1998). Le choix des fibres est lié au différents modes d'assemblage. Actuellement, les géotextiles utilisés en France sont essentiellement constitués de polypropylène.

Les densités des différents types de fibres relevées dans Koerner (1998) sont présentées dans le tableau I-1 :

Constituant des fibres	densité
polyester	1,22-1,38
nylon	1,05-1,14
polyéthylène	0,90-0,96
polypropylène	0,91

Tableau I-1 : densité des fibres utilisées dans la fabrication des géotextiles

Suivant la manière d'assembler les fibres constituant la nappe du produit géotextile, nous pouvons distinguer les grandes familles de géotextiles selon trois catégories : les tissés, les non-tissés et les tricotés.

3.2.1.1 Les tissés

Les géotextiles tissés sont réalisés par l'entrecroisement de deux séries de fils parallèles, ce qui rend ces produits fortement anisotropes (Lambert, 1999). Les fibres forment un maillage régulier (carré, en losange etc..) de dimension variable mais généralement assez large (les fibres sont très nettement visibles à l'œil nu). Un exemple de trame de géotextile tissé est présenté en Figure I-4.

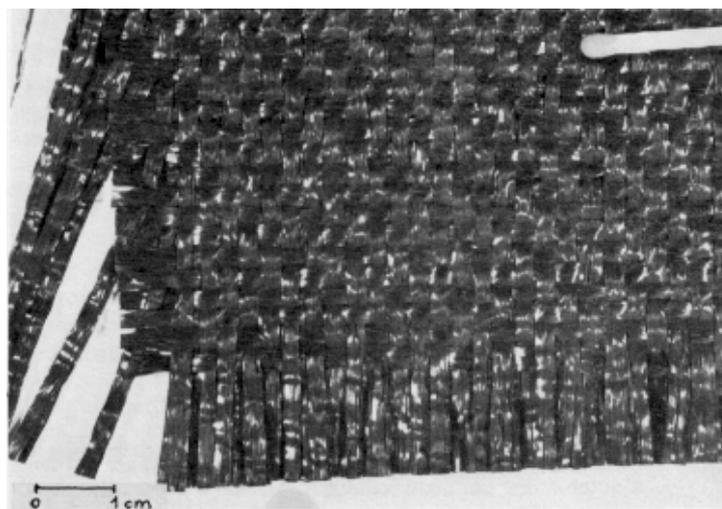


Figure I-4 : trame d'un géotextile tissé (d'après Lambert, 1999)

3.2.1.2 les non-tissés

Les géotextiles non-tissés sont assemblés suivant un procédé de fabrication dans lequel les fibres, qui peuvent être courtes ou au contraire des filaments continus, sont projetées de façon aléatoire et dont la liaison est assurée soit par traitement chimique, soit par traitement mécanique, soit encore par traitement thermique.

Le procédé de traitement mécanique par aiguilletage est le plus répandu : les fibres organisées de façon aléatoire sont liées entre elles au moyen d'aiguilles qui traversent l'ensemble de la nappe textile dans le sens de l'épaisseur. Le procédé de fabrication des géotextiles non-tissés aiguilletés les rend aisément reconnaissables car les aiguilles qui ont traversé le produit laissent des trous à sa surface. Une photographie à l'échelle microscopique d'une telle trace de passage d'aiguille est présentée en figure I-5.

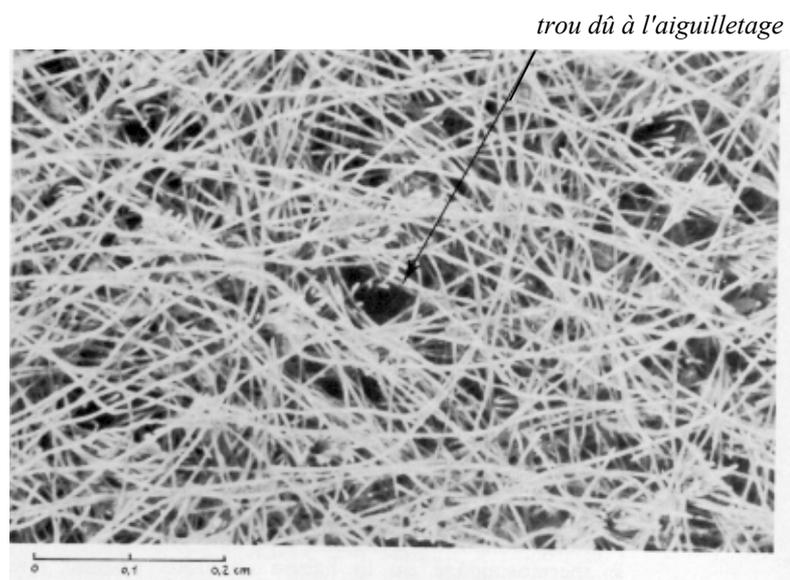


Figure I-5 : cliché microscopique d'un trou d'aiguilletage (d'après Lambert, 1999)

Les géotextiles produits par traitement mécanique sont considérés comme anisotropes par les producteurs, bien qu'il semble que ce ne soit pas tout à fait exact. Ainsi, nous distinguerons le sens production, qui est le sens de déroulement des lés du sens travers, perpendiculaire.

Les géotextiles produits par traitement thermique sont appelés thermoliés ou thermosoudés. Un traitement mécanique est appliqué simultanément afin que les fibres se touchent et fusionnent. Ils présentent un aspect plus dense et plus rigide que les géotextiles aiguilletés et sont généralement d'épaisseur bien plus réduite. Une photographie au MEB de la structure de tels produits est présentée en figure I-6.

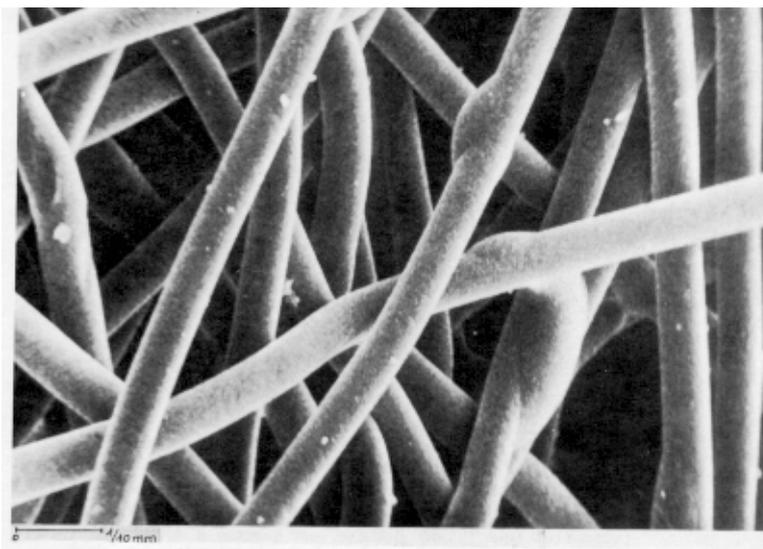


Figure I-6: fibres thermoliées visibles au MEB (d'après Lambert, 1999)

3.2.1.3 Les tricotés

Les géotextiles tricotés constituent la dernière famille des géotextiles ; ils sont produits par l'entrecroisement d'un réseau de fibres longitudinales sur un réseau de fibres transversales et dont la liaison est assurée par une couture aux points d'intersection (Lambert, 1999).

Les géotextiles présentent diverses propriétés qui intéressent des domaines aussi variés que les grands ouvrages de génie civil, les travaux publics, les ISD, les ouvrages hydrauliques et agricoles pour ne citer que quelques-uns des domaines d'application possibles. Une description plus exhaustive des fonctions des géotextiles est disponible dans le « guide de recommandations pour l'utilisation des géotextiles » publié par le Comité Français des Géosynthétiques (document CFG non daté).

Les géotextiles sont souvent classés suivant leur fonction au sein des ouvrages : ils peuvent servir de matériaux drainants, en raison de leur forte perméabilité, ils forment de bonnes séparations entre des couches de matériaux distincts, leur structure permet une filtration des particules constituant un sol, leurs propriétés mécaniques peuvent être utilisées pour le renforcement de sols, contre l'érosion ou d'une manière générale pour la protection.

Bien entendu, aucun géotextile ne peut à lui seul assurer toutes ces fonctions, aussi chaque type de produit doit être sélectionné en fonction de l'application spécifique souhaitée.

3.2.2 Utilisation en installation de stockage de déchets

Les géotextiles sont utilisés à différents niveaux dans les ISD. Les géotextiles sont parfois utilisés pour séparer le massif de déchets de la couche drainante, mais cette application n'est pas fréquente en France, en raison du risque de colmatage du géotextile ce qui pourrait altérer la fonction de drainage des lixiviats de la couche drainante vers le point bas où les lixiviats sont évacués du casier. Ils peuvent être utilisés en renforcement de la couverture ou des flancs d'un casier, mais nous allons plutôt nous intéresser à leur usage au sein du système d'étanchéité-drainage en fond d'alvéole. L'arrêté du 9 septembre 1997 stipule que la géomembrane du système d'étanchéité composite doit être protégée et séparée de la couche drainante : cette protection est assurée par la pose d'un géotextile anti-poinçonnant de fort grammage qui évite le contact et les contraintes statiques locales exercées par les éléments granulaires, qui pourraient compromettre l'étanchéité de la géomembrane.

Enfin, il est fréquent en ISD de classe II qu'un géotextile soit posé entre la barrière d'argile compactée et la géomembrane, bien qu'il n'en soit pas fait mention dans le texte réglementaire de 1997. Nous avons cherché à évaluer la fréquence de cette pratique, à en connaître les raisons et à identifier le(s) type(s) de géotextile(s) le plus souvent utilisé. Une enquête a été réalisée dans le cadre de ce travail de thèse auprès de 33 exploitants d'ISD et sociétés de pose de géosynthétiques. Il ressort des résultats (Diagne, 2003, Cartaud et Touze-Foltz, 2004) que 30 des 33 personnes interrogées ont répondu affirmativement sur l'usage du géotextile à cet effet. Les trois raisons de la pose de géotextile sous la géomembrane qui ont été invoquées sont :

- faciliter la pose des lés de géomembrane et assurer une meilleure qualité des soudures, en assurant une plus grande propreté de la surface de la géomembrane ;
- protéger la géomembrane d'un endommagement par d'éventuels éléments poinçonnant présents à la surface de la barrière minérale ;
- éviter le marquage de la surface du sol pendant la pose de la géomembrane.

D'autre part, cette enquête avait également pour but d'identifier quels géotextiles sont le plus souvent utilisés à cet effet. Les réponses obtenues sont présentées sous forme de diagramme de fréquence relative en fonction de la masse surfacique des produits, sur la figure I-7 :

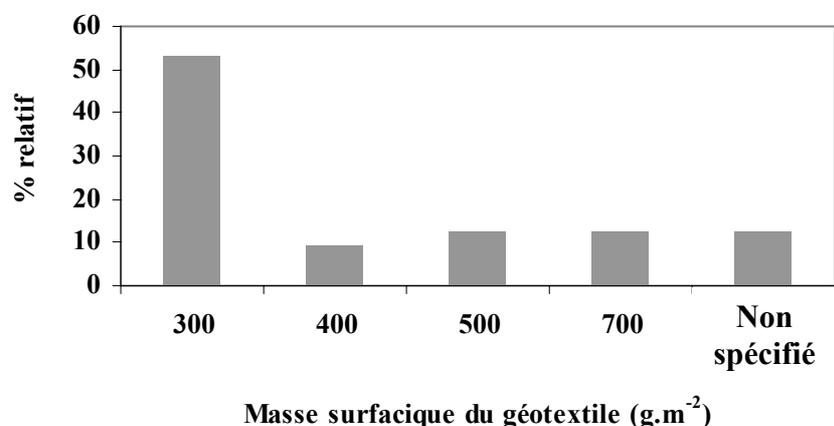


Figure I-7 : Fréquence des géotextiles posés sous la géomembrane en fonction de leur masse surfacique (d'après Cartaud et Touze-Foltz, 2004)

Les résultats de l'enquête indiquent que les géotextiles utilisés sont uniquement des produits non-tissés aiguilletés de masse surfacique comprise entre 300 et 700 g.m⁻² et que dans la majorité des cas il s'agit d'un géotextile de masse surfacique d'environ 300 g.m⁻².

La photographie présentée sur la figure I-8 montre le déroulement d'un lé de géotextile non-tissé aiguilleté de masse surfacique proche de 300 g.m⁻² sur la barrière minérale compactée en fond de forme, avant pose et soudure de la géomembrane, visible sur la partie droite du cliché.

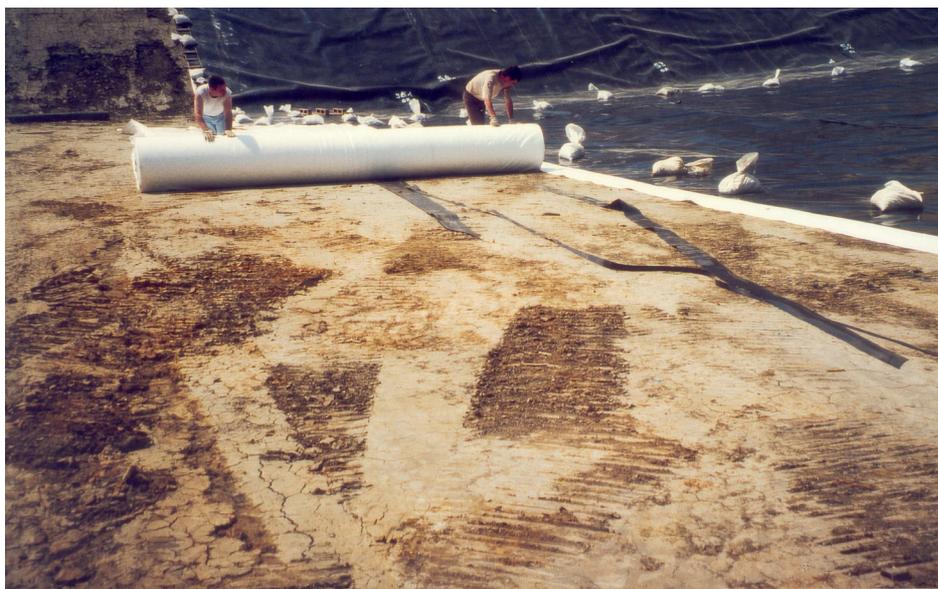


Figure I-8 : Pose d'un géotextile entre la barrière minérale et la géomembrane en fond d'ISD de classe II

3.3 Barrières d'étanchéité minérales

3.3.1 Composition des barrières d'étanchéité minérales

La barrière d'étanchéité passive d'une ISD est soit constituée du sol naturel en place de faible conductivité hydraulique, soit rapportée dans le cas où la géologie locale ne permet pas de répondre aux exigences de la réglementation de 1997. Dans les deux cas, elle est mise en œuvre à partir de sols sédimentaires ou d'altérations contenant une forte proportion de minéraux argileux ou de sols auxquels sont appliqués un traitement correspondant à l'ajout d'une quantité variable de minéraux argileux, tels la bentonite ou la kaolinite, afin d'abaisser leur conductivité hydraulique en dessous du seuil requis. Le compactage du matériau argileux est nécessaire pour atteindre une faible conductivité hydraulique et permet, en augmentant sa densité, d'apporter une tenue mécanique au dispositif d'étanchéité.

Une autre solution technique consiste à remplacer une partie de la barrière minérale par un géosynthétique bentonitique, constitué de poudre ou de granulats de bentonite intercalée entre deux géotextiles. Cette substitution est autorisée à condition que la barrière de sol renforcée par le géosynthétique bentonitique assure un niveau de performance équivalent. De plus, l'épaisseur de la couche de sol ne peut en aucun cas être inférieure à 50 cm. Bien que

fréquemment mises en œuvre, les étanchéités composites comprenant un géosynthétique bentonitique ne sont pas étudiées dans le cadre de la présente étude.

3.3.2 Propriétés des barrières minérales

Le sol constituant la barrière minérale comprend trois phases, la phase solide, la phase liquide et la phase gazeuse. La phase solide correspond aux grains et aux minéraux argileux formant le squelette du sol. Les phases liquide et gazeuse se localisent dans les zones non occupées par la phase solide, formant la porosité.

3.3.2.1 Porosité

La porosité d'un sol se définit comme le rapport entre volume des vides et son volume total. La porosité intervient dans la notion de perméabilité d'un sol (d'autres facteurs entrent en compte, comme la taille des particules et les propriétés électrochimiques de leur surface) car les pores constituent la fraction du volume du sol dans laquelle les fluides (liquides et gaz) peuvent se déplacer. On distingue la micro-porosité qui correspond aux interstices de très faible dimension laissés entre l'assemblage des éléments solides du sol de la macro-porosité qui correspond à des discontinuités dans le sol à l'échelle supérieure.

L'objectif de la mise en œuvre d'une barrière minérale est de réaliser une couche de sol de perméabilité inférieure au seuil fixé par la réglementation, ce qui s'obtient en utilisant les sols argileux contenant peu de porosité et des propriétés électrochimiques rendant le déplacement de l'eau difficile, auxquels on applique un compactage visant à réduire la porosité. Bhasin & Lovell (1981) ont étudié la distribution de la porosité dans les argiles compactées et ont montré que la distribution de taille des pores est bimodale, avec les pores de plus grande dimension se situant entre les amas minéraux solides et les plus petits situés au sein même de ces éléments. Les plus petits pores sont directement liés à la fraction argileuse du sol (minéraux de dimension inférieure à 2 μm) alors que la quantité de grands pores dépend seulement de la qualité du compactage du sol.

3.3.2.2 Compactage

Le principe du compactage est d'obtenir une couche de sol de densité maximale (donc de porosité minimale) et de très faible conductivité hydraulique. Cette opération est propre à chaque type de sol et doit être auparavant étudiée au laboratoire afin de déterminer deux paramètres clés, qui sont l'énergie à apporter au compactage et la teneur en eau nécessaire pour obtenir la meilleure densité du sol. La détermination de ces paramètres conduit à établir une courbe de compactage. Celle-ci est réalisée à énergie de compactage constante mais en faisant varier la teneur en eau du sol. L'aspect global d'une courbe de compactage est présenté sur la figure I-9.

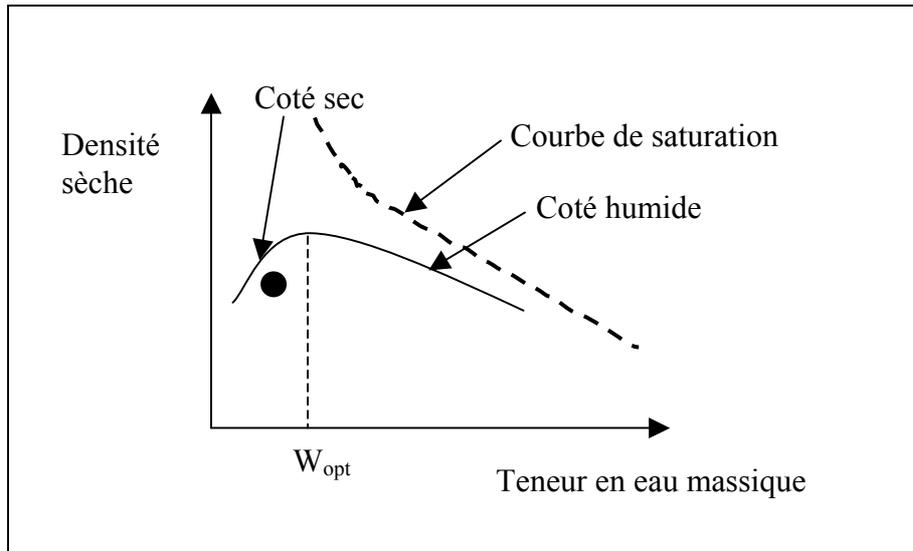


Figure I-9 : Courbe de compactage type d'un sol argileux

La densité maximale du matériau est obtenue sur la courbe de la figure I-9 pour une teneur en eau optimale notée W_{opt} . A partir de la détermination au laboratoire de cette teneur en eau optimale, la mise en œuvre du même matériau est réalisée pour constituer la barrière minérale compactée, en se plaçant généralement du côté humide de la courbe de compactage (SETRA/LCPC, 1992), c'est à dire en ajoutant 2 ou 3 % de teneur en eau de plus que W_{opt} . Le compactage est réalisé par des engins compacteurs à double rouleau lisse ou mixte rouleau/pneus. La barrière est compactée en plusieurs couches et chaque couche subit plusieurs passes de compacteur vibrées ou non vibrées. La surface des couches intermédiaires ne doit pas être lisse, ce qui créerait des discontinuités mécaniques et hydrauliques au sein de la barrière. Par contre, la surface supérieure de la couche finale qui doit servir de support de réception pour les géosynthétiques doit présenter un état de surface le plus lisse possible, sans éléments ni ornières visibles à la surface. Nous verrons par la suite qu'un état de surface quasi plan est très difficile à obtenir dans des conditions de chantier et est rarement observé.

Lorsque l'argile est compactée à une teneur en eau trop importante ou que l'énergie de compactage est appliquée de façon inadéquate (passage du compacteur à pied vibrant trop rapide par exemple), la barrière minérale à l'issue des travaux est de qualité insuffisante et ne possède pas la densité et la portance que l'on obtiendrait par un compactage approprié. La photographie suivante présente un exemple d'état de surface de barrière minérale qui a été compactée à trop forte teneur en eau : l'aspect de la surface est irrégulier, matelassé (cf. Figure I-10). Des recommandations pratiques pour éviter ce type de problème sont fournies dans Benson et al. (1999).



Figure I-10 : Exemple de surface de barrière minérale compactée de façon inappropriée

3.3.2.3 Conductivité hydraulique

La réglementation impose que la conductivité hydraulique de la barrière minérale soit inférieure à 10^{-9} m.s⁻¹ sur 1 m d'épaisseur. Si un sol argileux semble pouvoir répondre à ce critère hydraulique assez couramment à petite échelle sur des essais de laboratoire, obtenir une barrière minérale de conductivité hydraulique conforme à la réglementation est techniquement plus délicat sur site. Daniel (1984) a montré qu'un facteur d'écart de 10 à 1000 peut être constaté entre test de laboratoire et mesure in situ et que ce phénomène est imputable à la non-représentativité d'un échantillon de sol argileux à petite échelle par rapport à une barrière qui va présenter des hétérogénéités (mottes d'argiles séparées par des zones plus conductrices, fentes de dessiccation, hétérogénéité de la teneur en eau du sol, variations de l'énergie de compactage appliquée etc..). Dans ses travaux sur l'influence du mode de compactage sur la perméabilité des sols fins, Daoud (1996) a montré qu'il est difficile de mettre en évidence l'influence propre à chacun des paramètres du compactage (teneur en eau, énergie et type de compactage) sur la conductivité hydraulique en raison de leur interdépendance. Benson et al. (1999), en se basant sur l'étude de 162 barrières minérales compactées sur site, proposent quelques recommandations afin d'obtenir le niveau de performances d'étanchéité souhaité. Il convient d'éviter l'existence de macro-pores en compactant le sol argileux du côté humide de la courbe Proctor (voir 3.3.2.2), le compactage en plusieurs couches successives de faible épaisseur est préférable, et enfin il ne faut pas porter la teneur en eau de la barrière à une valeur excessive en vue de réduire la perméabilité au détriment des autres caractéristiques de la barrière (portance, trafficabilité, compressibilité, résistance aux sollicitations mécaniques en cisaillement).

L'analyse de la portion du texte réglementaire de septembre 1997 se rapportant aux barrières minérales permet quelques éléments de réflexion. Le critère de conductivité hydraulique inférieur à 10^{-9} m.s⁻¹ suppose implicitement 2 points :

- la valeur indiquée est analogue d'un point de vue dimensionnel à une vitesse, qui correspond à la vitesse de déplacement du fluide percolant à travers la couche argileuse selon la loi établie par Darcy. Il est donc supposé par l'emploi de cette loi que la barrière se trouve dans un état hydraulique saturé, c'est à dire que l'existence de la phase gazeuse est exclue et que la phase liquide occupe l'ensemble de la porosité du sol.
- le mode de transfert est lié à la vitesse de déplacement du liquide, ce qui signifie qu'il s'agit de transport advectif. Ce mode de transport a été étudié dans de nombreux travaux tentant d'évaluer les performances des barrières minérales compactées (Daniel 1984, Benson et al. 1999) et est valable dans le cas où le perméant est de l'eau. Cependant, en fond d'ISD, le fluide en contact avec le dispositif d'étanchéité est du lixiviat contenant diverses substances présentant un danger pour l'environnement (polluants organiques, métaux lourds) et le transfert de ces éléments obéit aussi au transport diffusif engendré par la différence de concentration de part et d'autre du dispositif d'étanchéité. Les travaux de Barone et al. (1992), Rowe et Badv (1996) et Rowe et al. (1997) ont estimé les coefficients de diffusion de différentes substances organiques et inorganiques à travers différents sols argileux. La question de l'importance de ce mode de transfert de polluant par rapport au transfert advectif qui a lieu simultanément à travers l'étanchéité composite a été analysée par Katsumi et al. (2001) et Edil (2003). Le phénomène de transfert par diffusion suivant la loi de Fick concerne principalement les polluants de type composés organiques volatils (tels que les solvants chlorés, les hydrocarbures de la famille des benzènes, les dérivés phénoliques) et est relativement important à travers la géomembrane en raison de sa faible épaisseur, alors qu'une barrière argileuse d'un mètre d'épaisseur est moins sensible au phénomène. Cependant, le transport advectif à travers l'ensemble du dispositif d'étanchéité composite constitue le sujet de ce travail et nous rappelons simplement que le mode de transport de polluant par diffusion existe ; il ne sera plus évoqué par la suite.

3.3.2.4 Etat hydrique des barrières minérales

Nous avons vu dans les paragraphes précédents que la barrière d'argile compactée est mise en place à une teneur en eau supérieure de quelques pourcents à W_{opt} de façon à posséder une faible conductivité hydraulique et que l'on suppose implicitement que la barrière est saturée. Les données issues de la bibliographie indiquent que cette teneur en eau, même si elle excède souvent 80 % (Bracci et al., 1993) ne doit probablement jamais atteindre la saturation totale. Les données mesurées sur site juste après la mise en œuvre de la barrière d'argile compactée indiquent des teneurs en eau de 70 – 95 % (Melchior et Berger., 1993, Touze-Foltz, 2001).

Une question importante est de savoir quelle est l'évolution de l'état hydrique de la barrière minérale à partir de sa mise en œuvre et pendant la durée de vie de l'ouvrage. Rowe (1998) distingue trois épisodes consécutifs pendant lesquels la teneur en eau de la barrière peut subir des changements : (1) après la construction de la couche d'argile compactée et avant la mise en place de la géomembrane, (2) après mise en place de la géomembrane mais avant mise en place du système de drainage et des déchets et (3) après remplissage du casier par les déchets. Après la fermeture de la couche d'argile compactée, celle-ci est exposée aux aléas climatiques pendant un certain temps avant d'être recouverte par le dispositif

d'étanchéité par géomembrane. Au cours de cet épisode, qui ne dépasse pas quelques dizaines d'heures habituellement, une baisse de la teneur en eau peut intervenir si les conditions climatiques sont très sèches. Par contre, il ne paraît pas réaliste que la barrière minérale se sature totalement en cas de précipitations en raison de la faible conductivité hydraulique du matériau. La géomembrane est ensuite posée et assemblée par soudure sur la barrière minérale. Pendant la période où la géomembrane est soumise à l'exposition solaire, sa température augmente considérablement et peut atteindre 70°C (Koerner et Koerner, 1995) et des plis apparaissent. Selon Hewitt et Philip (1999), les poches d'air ainsi créées vont provoquer la migration d'humidité provenant de la couche d'argile sous-jacente. Lorsque la température baisse au cours de la nuit suivante, cette humidité condense sur la surface inférieure de la géomembrane et les gouttelettes ainsi formées se déplacent suivant la géométrie de la géomembrane. Suite à plusieurs cycles successifs, la perte de teneur en eau de la barrière argileuse est significative et peut entraîner une réduction volumétrique et l'apparition de fentes de dessiccation préjudiciables pour les performances d'étanchéité de la couche d'argile (Omidi et al., 1996, Philip et al., 2002).

Au cours de la vie du casier, la barrière minérale se trouve soumise à plusieurs phénomènes susceptibles de provoquer une modification de son état hydrique :

- D'un point de vue mécanique, le poids de la couche granulaire et surtout de la masse de déchets stockés sur une hauteur importante au-dessus du système d'étanchéité engendrent des contraintes sur la barrière minérale. Même si la porosité de celle-ci est limitée puisqu'elle a subi un compactage, on peut estimer que la contrainte mécanique pourrait provoquer de la consolidation qui, en réduisant la taille des pores par compression pourrait contribuer à augmenter la teneur en eau globale de la couche d'argile.
- La barrière minérale est située au-dessus de la couche de sol plus perméable de 5 m d'épaisseur puis du sol local. Dans le temps, la teneur en eau de la barrière va s'équilibrer avec le milieu environnant qui possède probablement un degré de saturation inférieur à la barrière ouvragée (Rowe, 1998).
- La dégradation de la fraction organique du massif de déchet est fortement exothermique, des températures de 60° C sont courantes (Rowe, 1998). Cette source de chaleur intense provoque un gradient thermique important avec la barrière minérale et le sol sous-jacent. Dans le cas d'un gradient thermique, l'humidité migre de la source de chaleur vers les zones plus froides. Cependant, la barrière étant recouverte d'une géomembrane imperméable, il n'y a pas d'alimentation possible par le haut si la géomembrane n'est pas endommagée et c'est donc l'humidité de la barrière d'argile qui va migrer et provoquer sa dessiccation (Rowe 1998, Philip et al. 2002). Ce phénomène a été modélisé numériquement par Döll (1997) et aboutit à la même conclusion de baisse de teneur en eau de la barrière. Cette baisse de teneur en eau d'un sol argileux produit un retrait volumique qui se caractérise par l'apparition de fentes de dessiccation, observées expérimentalement par Omidi et al. (1996) et Philip et al. (2002).
- Il faut ajouter à ces processus antagonistes les fuites de lixiviat vers la barrière liées à l'existence de défauts dans la géomembrane, que nous allons détailler dans le prochain paragraphe. Ces fuites sont susceptibles de provoquer une augmentation du degré de saturation sur une zone plus ou moins étendue à partir du défaut.

Il existe donc différents phénomènes capables d'accroître ou au contraire de réduire la teneur en eau de la barrière d'argile compactée. Ces processus coexistent, sont d'une certaine façon en compétition et leurs effets respectifs peuvent s'annuler. Etant donné que nous manquons d'observations sur sites postérieures à une longue période d'exploitation, il est difficile de juger si l'un de ces phénomènes prédomine. L'importance relative de leur impact sur l'état hydrique de la barrière ne peut être établie aisément.

Tous les travaux de recherche qui ont développé des méthodes pour quantifier les débits de fuite dans les étanchéités composites et qui seront présentés dans le chapitre II ont supposé que la barrière minérale est compactée à une teneur en eau proche de 100 % et que celle-ci augmente au cours de la vie de l'ouvrage en raison de l'existence des fuites à travers les défauts dans la géomembrane. L'argile est supposée tendre vers un état de saturation, les effets éventuels d'une saturation partielle de la barrière sur les écoulements dans l'étanchéité composite ont été négligés (Touze-Foltz, 2001).

L'hypothèse d'une saturation totale de la barrière minérale n'a pas été retenue dans la thèse en raison du manque de connaissances sur l'impact possible d'une saturation partielle de la barrière. Ce point constituera l'un des objectifs théoriques de ce travail, nous y reviendrons dans le cinquième chapitre.

4. Défauts et endommagement des dispositifs d'étanchéité composite

Le concept du dispositif d'étanchéité composite a été présenté sur la figure I-1 comme l'association d'une géomembrane et d'une couche d'argile compactée. En théorie, l'association de ces deux matériaux imperméables doit assurer une parfaite étanchéité du casier de l'ISD pendant toute la durée de vie de l'installation. Cependant, le dispositif d'étanchéité composite est réalisé dans des conditions de chantier et malgré les plans d'assurance qualité, il ne sera jamais parfaitement conforme à la figure I-1. Les différences qui existent entre le dispositif d'étanchéité conceptuel et la réalisation technique pour l'étanchéité des casiers sont de trois types :

- la géomembrane présentée comme une nappe continue totalement imperméable protégeant la barrière passive comporte en réalité des défauts, que Touze-Foltz (2001) a défini comme « *toute non continuité de la géomembrane entraînant un transfert advectif entre les deux faces de la géomembrane, quelle qu'en soit l'origine* ».
- la surface de la barrière minérale compactée n'est pas parfaitement plane. Rowe (1998) distingue deux sources primaires pour la non planéité des surfaces de barrières compactées: les protrusions liées à la distribution de la taille des particules du sol (donc liées à la fois à sa granulométrie et à sa minéralogie) et les ondulations et ornières provenant de la plasticité du sol. En effet, le compactage de la couche d'argile étant réalisé à une teneur en eau importante, le sol se trouve généralement proche de sa limite de plasticité et dans ces conditions les traces des engins se déplaçant sur la barrière demeurent à la surface de l'argile.
- la surface de la géomembrane n'est pas plane elle non plus car, bien que le matériau soit produit sous forme de nappes lisses et planes, un plissement important apparaît dès lors que la géomembrane est exposée au rayonnement solaire (voir Figure I-11).

Giroud et Morel (1992) ont développé des relations entre la géométrie des plis (hauteur, largeur, espacement), les caractéristiques des géomembranes (épaisseur, densité, expansion du polymère utilisé) et les conditions extérieures (changements de température, friction avec le sol). Il ressort de cette étude que la distribution et la dimension des plis ne sont pas aléatoires et obéissent à des règles propres à chaque type de géomembrane. Les plis dans une géomembrane de PEHD ont selon Giroud et Morel (1992) généralement 10 cm de haut, une largeur comprise entre 10 et 30 cm et s'espacent de 10 m. Pelte et al. (1994) ont comparé des mesures de plis effectuées sur sites aux calculs théoriques et ont trouvé que pour une géomembrane en PEHD de 1,5 mm d'épaisseur, la largeur d'un pli est de l'ordre de 30 cm. Pelte et al. (1994) citent également un espacement de 5 m et une hauteur de 5 à 10 cm des plis. Les hauteurs de plis citées par Koerner et al. (1999) sont comprises entre 5 et 80 cm. Touze-Foltz (2001) a analysé la répartition et la dimension des plis de plusieurs géomembranes PEHD de 7,5 m × 7,5 m par photogrammétrie et a obtenu des hauteurs de plis comprises entre 9 cm et 13 cm, des distances entre les plis de 0,3 à 1,6 m et des largeurs comprises entre 0,1 et 0,8 m. Les différences constatées sont attribuées à la relative petite dimension des géomembranes analysées par rapport aux échelles d'observation de Giroud et Morel (1992) et de Pelte et al. (1994).

En se basant sur les données bibliographiques présentées, Touze-Foltz et Giroud (2003) ont retenu pour leurs études des largeurs de plis comprises entre 0,1 et 0,6 m, qu'ils ont jugé en accord avec les largeurs de plis (0,1-0,5 m) adoptées par Soong (1996) dans ses essais expérimentaux au laboratoire et avec la largeur de 0,2 m adoptée dans Rowe (1998).

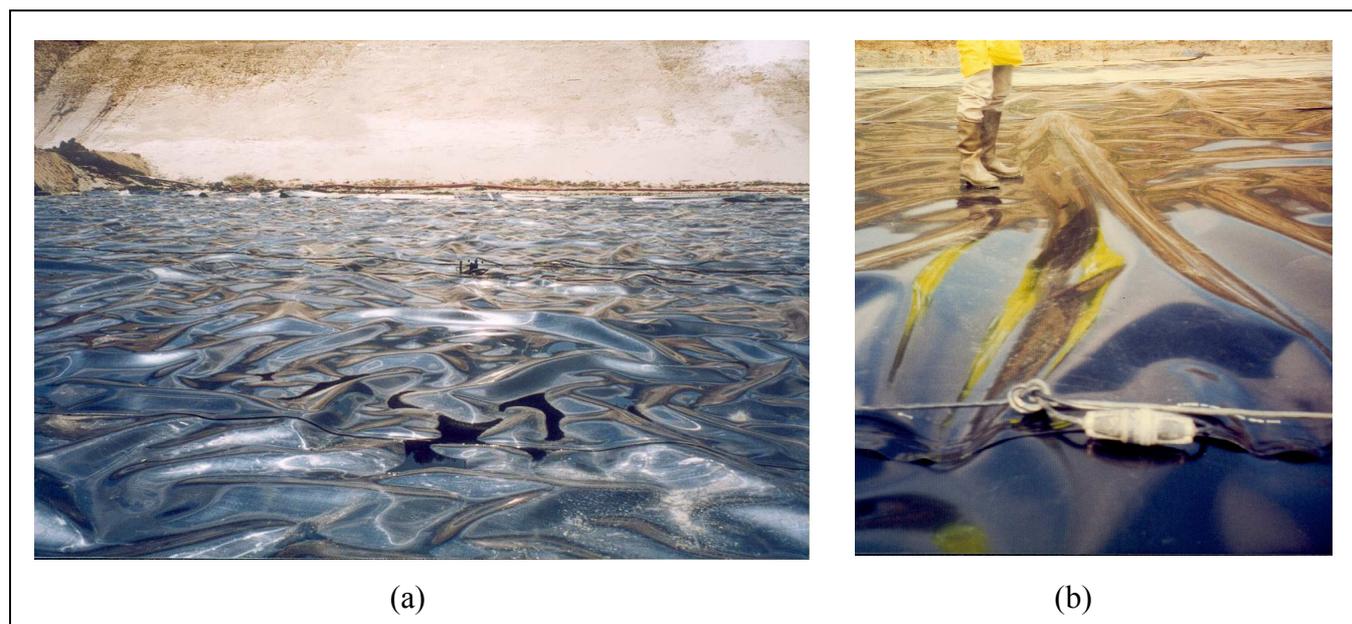


Figure I-11 : Exemple de plis affectant une géomembrane PEHD soumise aux rayons solaires (a) plis de faible amplitude organisés de façon non-ordonnée (b) pli de grande dimension perpendiculaire au sens de déroulement du lé.

Lorsque l'on considère les deux derniers points, on peut estimer que non seulement la non-planéité de la géomembrane et de la surface de la barrière minérale constituent une limitation de performance pour le dispositif d'étanchéité mais remettent même en cause la notion d'étanchéité composite, car sans contact intime entre les deux niveaux d'étanchéité, ceux-ci n'assurent plus leur rôle au sein d'un même dispositif composite mais constituent deux systèmes distincts.

4.1 Défauts dans la géomembrane

4.1.1 Nature et cause des défauts

Les lés de géomembrane issus des chaînes de production répondent à des critères de qualité car ce sont des produits contrôlés par des organismes garantissant les propriétés et performances des produits, ils ne comportent pas de défauts. Ceux-ci apparaissent pour 97 % sur le chantier lors de la réalisation de l'ouvrage (Rollin et al., 2002b). On peut distinguer deux sources principales de défauts, l'une liée à un mauvais assemblage local des lés de géomembrane, l'autre d'origine mécanique au sens large.

La première source de défauts potentiels provient de l'assemblage des lés de géomembrane (cf. Figure I-12 c). Celui-ci est réalisé dans le cas du PEHD par une double soudure thermique délimitant un canal central entre les deux pistes de soudure. Cette technique permet, par mise en pression du canal central (air comprimé), de vérifier la continuité de la soudure. Cependant, même si les défauts de soudure peuvent être détectés lors de la vérification, les soudures peuvent ensuite céder sous l'action de forces de traction (Haxo et Kamp, 1990).

Les sources d'apparition de défauts d'origine mécanique sont variées. Dans le cas des plis par exemple, à la base du pli ainsi qu'à son sommet existent des zones d'accumulation de contraintes mécaniques (contraintes en tension sur l'une des faces de la géomembrane et contraintes en compression de l'autre côté) qui provoquent des zones de faiblesse (fissuration sous contrainte correspondant à une rupture d'une partie de la structure du matériau). Ces endommagements microscopiques n'auront pas d'effets immédiatement visibles, il ne s'agit pas encore de défauts mais ceux-ci pourront apparaître plus tard lors d'autres sollicitations, mécaniques ou chimiques. Ce type de défaut est fonction des caractéristiques mécaniques du polymère utilisé pour la fabrication de la géomembrane et concernent principalement les géomembranes rigides du type PEHD.

D'autres défauts d'origine mécanique peuvent être des déchirures sous l'action de contraintes de tension ou de cisaillement, ce qui s'observe généralement au niveau des pentes sur les flancs de casiers et peu en étanchéité de fond. Par contre, les défauts provenant de coupures ou de poinçonnement par des éléments rigides peuvent être localisés sur l'ensemble de la surface des géomembranes (cf. Figure I-12 a et b). Ces défauts sont réparés lorsqu'ils sont observés avant le recouvrement de la géomembrane par la couche granulaire, mais ils interviennent plutôt au cours de la mise en place de cette dernière.

4.1.2 Densité et localisation des défauts dans les géomembranes

Touze-Foltz (2001) a réalisé une synthèse du nombre de défauts par site et par hectare à partir de l'ensemble des données relevées dans la bibliographie, essentiellement pour des géomembranes de PEHD. Cette synthèse porte sur les observations et mesures relevées sur 249 Installations de Stockage de Déchets. Les principaux résultats de cette étude bibliographique indiquent que :

- 14 % des ISD ne comportent pas de défauts, 56 % possèdent de 1 à 10 défauts, 24 % possèdent de 11 à 50 défauts et 6 % plus de 50 défauts ;

- la densité de défaut est plus importante dans les ouvrages de petite dimension, car ils comportent plus de points singuliers (coins, bas de pente) soudés à la main ;
- la répartition des défauts dans la géomembrane non recouverte n'est pas uniforme, 87 % sont situés au niveau des soudures contre seulement 13 % dans les lés. Cependant, ces défauts sont détectés et donc réparés avant la pose de la couche drainante ;
- une densité de 12 défauts à l'hectare est à retenir de l'étude statistique réalisée, dont 9 sont liés à la mise en place de la couche drainante. Cette densité de défaut est intermédiaire entre celle relevée par Peggs (2001) de 2 défauts par hectare (mais obtenue pour des géomembranes en PEBD) et celle donnée par Rollin et al. (2002b) de 17 défauts par hectare (la base de données recoupant en partie les sources bibliographiques utilisées par Touze-Foltz, 2001).

A partir de l'étude de 111 sites en Grande-Bretagne représentant 79 ha de géomembrane posée selon les spécifications de plans d'assurance qualité, McQuade et Needham (1999) ont calculé une densité moyenne de défauts de 4,2/ha. Des données de campagnes de détection de fuites par méthodes électriques ont été présentées dans une étude ultérieure (Needham et al., 2004) concernant un total de 102 ha de géomembrane posée dans divers ouvrages en Angleterre, Belgique et Europe de l'Est. Un nombre de 1460 défauts a été recensé, ce qui donne une densité plutôt faible en comparaison avec les autres données disponibles, de l'ordre de 1,5 défauts par hectare. La différence avec une densité de 12 défauts par hectare est attribuable à la campagne de détection électrique, qui semble permettre de diminuer le nombre de défauts post-installation. Cette étude confirme qu'en absence de campagne de détection de fuite électrique des défauts seront invariablement présents dès le début de la vie de l'ouvrage et que la géomembrane est très vulnérable pendant le laps de temps séparant la pose et la mise en place de la couche drainante.

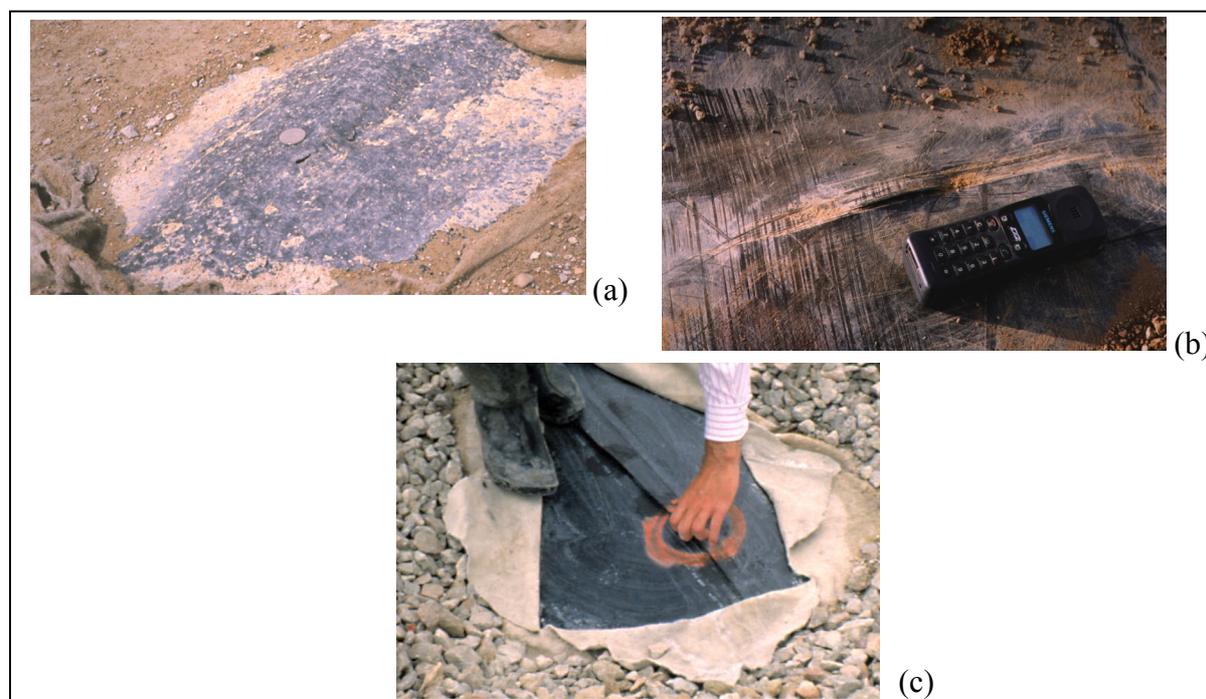


Figure I-12: Illustration de différents types de défauts (a) : poinçonnement de faible dimension (b) : lacération par frottement de la géomembrane contre un élément rigide (c) : soudure défectueuse des lés.

Enfin, dans une étude récente, Peggs et al. (2004) ont détecté 6 défauts sur un site de 1,1 ha étanché au moyen d'une géomembrane en PEHD de 1,5 mm d'épaisseur, par méthode électrique appliquée sur la géomembrane non-recouverte.

4.1.3 Dimension des défauts

Les dimensions des défauts souvent utilisées dans les calculs de prédiction de fuite sont basées sur les recommandations de Giroud & Bonaparte (1989) qui indiquent des défauts circulaires de 2 mm et 1 cm de diamètre. Ces valeurs s'avèrent sous-estimer de façon importante les défauts relevés sur site par d'autres auteurs. L'étude des données publiées par Colucci & Lavagnolo (1995) et Peggs (2001) révèle qu'il existe des défauts dans les géomembranes de toutes dimensions, de 1 mm à plus de 1 m et de toutes surfaces, de moins d'1 cm² à plusieurs milliers de cm². Rollin et al. (2002b) indiquent que 80% des défauts relevés dans son étude sont de surface inférieure à 500 mm².

Les poinçonnements de géomembranes, correspondant globalement à des défauts circulaires, sont généralement de diamètre inférieur à 5 cm (Peggs, 2001) alors que les coupures, correspondant à des défauts longitudinaux, ont plutôt une dimension de l'ordre de 10 cm, ce qui est compatible avec les surfaces restreintes inférieures à 5 cm² indiquées par Colucci et Lavagnolo (1995) car les épaisseurs des coupures sont de quelques millimètres. Les soudures défectueuses peuvent présenter des défaillances de toutes dimensions, avec une majorité de longueurs inférieures à 50 cm et de surfaces inférieures à 5 cm². Les déchirures ont en majorité une surface inférieure à 100 cm² (Touze-Foltz, 2001).

A partir des données bibliographiques de dimension des défauts et des plis dans la géomembrane, des paramètres dimensionnels concordant avec les études citées ont été retenus pour les travaux expérimentaux et numériques présentés respectivement dans les chapitres IV et V de la thèse. Ces paramètres sont présentés dans le tableau I-2.

Type d'étude	Type de défaut	dimension
Essais expérimentaux	Trou circulaire	∅ 4 mm
	Trou circulaire	∅ 2 mm
	Trou circulaire	∅ 4 mm
Simulations numériques	Trou circulaire	∅ 4 cm
	Défaut longitudinal	Largeur 2 mm
	Défaut longitudinal	Largeur 4 cm
	Pli endommagé	Largeur 30 cm

Tableau I-2 : Dimensions des défauts retenus pour les études expérimentales et numériques développées dans la thèse.

4.2 Notion d'interface et de qualité de contact entre le sol et la géomembrane

4.2.1 Définition de l'interface

Nous avons vu au début du paragraphe 4 qu'un dispositif d'étanchéité constitué d'une géomembrane plane reposant en contact parfait sur la surface de la barrière minérale totalement plane également est difficilement concevable car la géomembrane comporte des plis et la surface du sol est marquée par le passage des engins. L'espace vide compris entre la surface supérieure du sol et la surface inférieure de la géomembrane a été dénommé *interface* par Brown et al. (1987). Selon ces auteurs, l'épaisseur de l'interface est fonction de la

contrainte mécanique appliquée au dispositif d'étanchéité composite, de la rigidité de la géomembrane et de la granulométrie du sol. Il faut mentionner le fait que la notion d'interface a été définie en premier lieu à partir d'expérimentations de laboratoire de dimension métrique et non pas d'observations de terrain. Par conséquent, cette notion d'interface ne prenait pas initialement en compte les plis de la géomembrane ni le marquage de la surface de la barrière d'argile compactée, mais rendait uniquement compte de l'existence d'un espace supposé uniforme entre les deux matériaux.

Rowe (1998) a cité plusieurs causes à l'origine de la non-planéité de la barrière minérale après compactage, indiquées au début du paragraphe 4, et Soong et Koerner (1998) ont démontré au laboratoire que les plis présents dans une géomembrane au moment de la pose se déforment, évoluent mais ne disparaissent en aucun cas sous l'effet des contraintes mécaniques appliquées, même pour des valeurs très élevées de l'ordre du méga pascal. Cette affirmation a été vérifiée lors de l'exhumation d'une géomembrane PEHD de 1,5 mm d'épaisseur placée en étanchéité du fond d'une installation de stockage de déchets après 10 années de service, décrite dans Koerner et al. (1999).

La modélisation du mécanisme de fuite à partir d'un défaut dans la géomembrane a évolué dans la littérature dès lors que l'existence du contact seulement partiel entre la géomembrane et le sol a été admis. Nous allons y revenir dans le prochain paragraphe ainsi que tout au long des chapitres suivants.

4.2.2 Qualité du contact entre le sol et la géomembrane

Parallèlement, les observations sur sites ont conduit Bonaparte et al. (1987) à considérer que l'interface décrite dans les essais de laboratoire différait nécessairement de la situation de terrain. Etant donné que les plis et les irrégularités de planéité du sol n'étaient pas présentes dans la notion d'interface définie par Brown et al. (1987), Bonaparte et al. (1987) en concluent qu'une épaisseur d'interface de terrain serait vraisemblablement plus importante et surtout variable dans l'espace.

Bonaparte et al. (1987) en analysant les données de Brown et al. (1987) sur l'évolution du débit de fuite en fonction du contact entre le sol argileux et la géomembrane ont créé des abaques qui ont défini différentes conditions de contact :

- Le contact parfait (CP), pour lequel la géomembrane est entièrement en contact avec le sol. L'infiltration se fait donc uniquement à partir de la surface du défaut. La réalité se situe en fait à un niveau intermédiaire entre les deux situations extrêmes décrites à la Figure I-13.

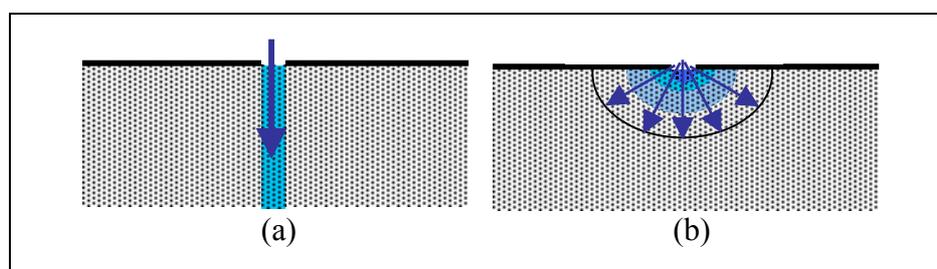


Figure I-13 : Schématisation de l'écoulement dans le cas du contact parfait sol-géomembrane
(a) infiltration verticale dans le sol (b) infiltration sphérique dans le sol.

- Les très bonnes conditions de contact (TBCC), qui correspondent aux conditions expérimentales de Brown et al. (1987).

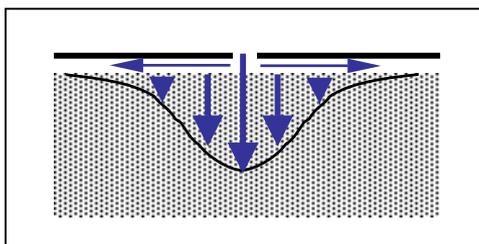


Figure I-14 : Schématisation de l'écoulement dans le cas des très bonnes conditions de contact. L'interface existe et la surface d'infiltration est supérieure à la surface du défaut dans la géomembrane

- Le maximum absolu (MA), qui correspond au cas où l'épaisseur de l'interface est très largement supérieure à l'épaisseur du sol, équivalent au cas d'une géomembrane reposant sur un sol infiniment perméable.

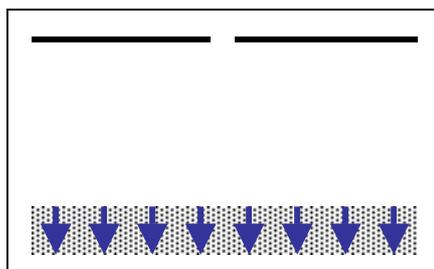


Figure I-15 : Schématisation de l'écoulement dans le cas du maximum absolu

Giroud et Bonaparte (1989) ont déterminé, à partir des cas de figure I-14 et I-15, les deux conditions de contact que l'on peut rencontrer sur le terrain. Leur démarche pour parvenir à ces conditions de contact ne sera pas explicitée ici car elle a déjà été présentée en détails dans Touze-Foltz (2001). Giroud (1997) distingue donc :

- les bonnes conditions de contact qui correspondent à un sol de faible conductivité hydraulique correctement compacté, lisse et plan, sur lequel repose une géomembrane souple présentant aussi peu de plis que possible. Une contrainte mécanique intervient pour assurer la qualité du contact.
- Les mauvaises conditions de contact terrain qui correspondent à un sol de faible conductivité hydraulique mal compactée dont la surface n'apparaît pas lisse et/ou la géomembrane comporte des plis.

Ces conditions de contact permettent donc de considérer qu'un écoulement peut intervenir entre le sol et la géomembrane, mais on remarque que la condition de contact tient compte à elle seule des non-uniformités de l'interface (voir Figure I-16) sans considérer explicitement les variations locales liées à la topographie du sol ou de la géomembrane. Cette notion d'interface uniforme pour un fond de casier d'ISD constitue la base du développement du modèle mathématique de l'écoulement dans l'étanchéité composite et des outils de

quantification des débits de fuite qui seront présentés dans le chapitre suivant et sera longuement discutée et analysée au cours de ce travail.

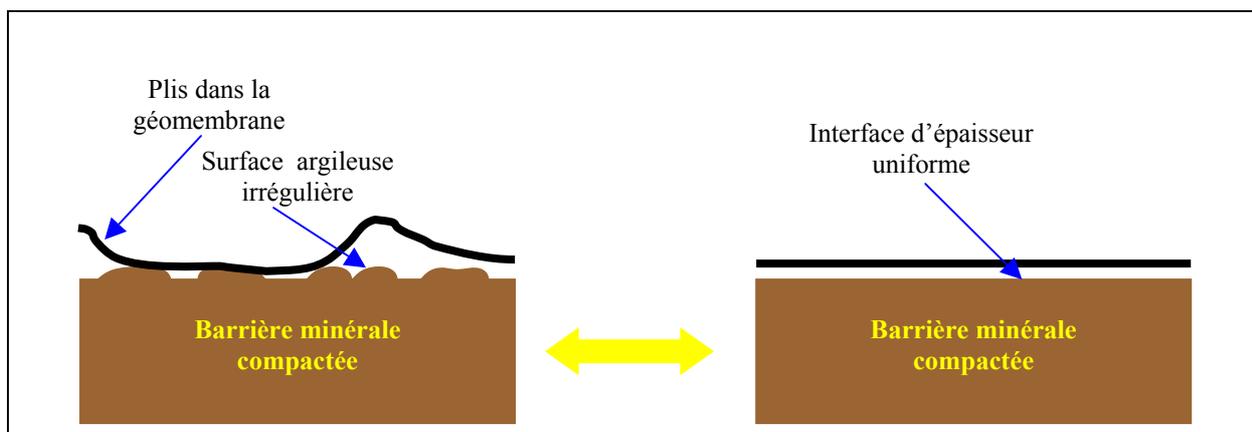


Figure I-16 : Conceptualisation de la notion d'interface uniforme

5. Conclusion

Cette première partie a permis de présenter le concept de l'étanchéité composite, les matériaux utilisés pour sa mise en œuvre en Installation de Stockage de Déchets, ainsi que les conditions et limites de performance de ces matériaux.

Nous avons vu également qu'une fois ces matériaux mis en place dans les conditions de chantier, le dispositif d'étanchéité composite ne peut pas être parfaitement conforme au concept théorique. D'une part, de nombreuses études rapportent la présence de défauts dans la géomembrane et d'autre part, celle-ci ne repose pas en contact parfait sur la surface de la barrière minérale compactée. La présence de plis dans la géomembrane et la non-planéité de la surface argileuse induisent l'existence d'une interface entre les deux éléments. Cette interface va donner lieu à des écoulements entre la géomembrane et la surface du sol lorsque la géomembrane est endommagée et qu'une charge hydraulique est appliquée sur le système d'étanchéité composite. L'objectif de cette thèse est d'étudier l'impact de la non-uniformité de l'interface sur le débit de fuite dans le système d'étanchéité composite.

D'une façon plus générale, à partir de la connaissance de la dimension des défauts et des propriétés hydrauliques de la barrière d'argile compactée, l'objectif de cette étude est de quantifier les transferts advectifs à travers le dispositif d'étanchéité de fond d'ISD, utilisable en temps que terme source pour évaluer l'impact d'une Installation de Stockage de Déchets sur le milieu environnant.

Le chapitre suivant constitue une synthèse de l'état actuel des travaux menés et des outils développés pour la modélisation et la quantification des transferts advectifs dans les étanchéités composites.

Chapitre II : Travaux antérieurs sur la quantification des transferts advectifs dans les étanchéités composites

1. Introduction

Les dispositifs d'étanchéité composites installés en fond d'ISD ne sont pas exempts de défauts, comme nous l'avons vu dans le premier chapitre et de nombreux travaux ont tenté d'estimer les performances hydrauliques des dispositifs d'étanchéité dès qu'ils ont été utilisés dans les ouvrages. Touze-Foltz (2001) cite deux approches pour quantifier les débits de fuite des étanchéités composites :

- à l'échelle du casier d'ISD, en utilisant les systèmes de double étanchéité tels que ceux décrits dans la réglementation américaine, qui permettent la mesure directe de la quantité d'effluent ayant traversé le premier dispositif d'étanchéité.
- à l'échelle de l'expérimentation de laboratoire, en utilisant un dispositif d'étanchéité composite dont la géomembrane possède un défaut unique et de dimension connue.

La première approche, basée sur peu de données car les doubles étanchéités sont rarement mises en œuvre en France, s'est révélée peu fructueuse par manque d'informations précises sur le positionnement des défauts et sur les paramètres hydrauliques de l'étanchéité composite. Au contraire, l'approche par quantification expérimentale des débits de fuite en connaissant parfaitement les paramètres du système étudié a fourni de précieux renseignements sur la physique des écoulements et a servi de base à l'édification de la modélisation mathématique des écoulements dans les étanchéités composites, qui sera présentée dans ce chapitre.

2. Quantification expérimentale des débits de fuite dans les dispositifs d'étanchéité composite

Différents travaux de laboratoire ont été menés pour quantifier expérimentalement les débits de fuite à travers un défaut unique de la géomembrane d'un dispositif d'étanchéité. Ces expérimentations ne rendent pas véritablement compte de la complexité liée aux conditions réelles d'un fond d'ISD mais présentent l'avantage d'avoir permis l'identification des facteurs influant sur le débit de fuite. Ces différents travaux sont présentés dans la suite.

2.1 Travaux de Fukuoka

Fukuoka (1985) a étudié le niveau de fuite probable d'un bassin de stockage d'eau étanché par dispositif d'étanchéité composite, dont la charge hydraulique variait de 13 à 40 m d'eau. Pour cela, il a utilisé un perméamètre de 1,5 m de diamètre dans lequel il a placé 0,45 m de sol de conductivité hydraulique de 10^{-6} m.s^{-1} , puis une géomembrane PVC d'1 mm d'épaisseur. La géomembrane possédait soit un trou circulaire de diamètre 2×10^{-3} , 10^{-2} , 5×10^{-2} ou 10^{-1} m soit une fente longitudinale de 2×10^{-2} ou 10^{-1} m de longueur. Certains essais étaient

réalisés avec un géotextile de 450 g.m^{-2} placé à l'interface. Le système d'étanchéité était ensuite soumis à une pression d'eau de 200 ou 400 kPa, pendant une durée de 24 heures, et le débit de fuite était collecté par une couche drainante placée à la base du système.

Différentes conclusions ont été tirées de cette étude. La première concerne l'établissement du mécanisme de fuite et est particulièrement importante puisqu'elle a mis en évidence le rôle que joue l'interface dans le processus de fuite : le liquide qui traverse le défaut de la géomembrane s'écoule latéralement dans l'interface tout en s'infiltrant dans le sol, en délimitant une surface humide tantôt inférieure à la surface du sol, tantôt atteignant les parois du perméamètre duquel le liquide ne pouvait s'échapper.

Dans le cas où le géotextile était intercalé entre le sol et la géomembrane, Fukuoka (1985) a constaté une baisse significative du débit de fuite, imputable selon lui à la réduction de la conductivité hydraulique liée à la diminution de l'épaisseur du géotextile sous l'effet de la contrainte appliquée par l'eau sous pression au dispositif d'étanchéité.

L'auteur a également déduit des mesures effectuées que la rugosité du sol semble avoir une influence sur le débit de fuite. En incluant ou non des graviers à la surface du sol compacté, Fukuoka (1985) a observé qu'avec un géotextile placé à l'interface, le débit de fuite observé était plus important dans le cas du sol possédant la rugosité la plus forte.

2.2 Travaux de Brown et al.

Brown et al. (1987) ont analysé le mécanisme d'écoulement dans les dispositifs d'étanchéité composites en tentant de déterminer l'influence de différents paramètres : le type de géomembrane, son épaisseur, la dimension et la forme du défaut, les caractéristiques du sol constitutif de la barrière minérale, la présence d'un géotextile à l'interface, la charge hydraulique appliquée et enfin les caractéristiques du fluide. Un perméamètre cylindrique de 0,6 m de diamètre contenant 0,25 m de sol compacté a été utilisé. Une couche de 0,15 m de granulats recouvrait la géomembrane.

Quatre types de géomembranes ont été testés: PVC-P, PEHD, EPDM et polyéthylène chlorosulfoné. Le diamètre du défaut circulaire était de $0,8 \times 10^{-3}$, $1,6 \times 10^{-3}$, $6,4 \times 10^{-3}$ ou $12,7 \times 10^{-3}$ m, la longueur des fentes longitudinales de 5×10^{-2} et 15×10^{-2} m. Les géotextiles utilisés étaient non-tissés aiguilletés de masse surfacique 270 g.m^{-2} et les charges hydrauliques appliquées généralement inférieures au mètre.

Le mécanisme de fuite observé a confirmé le scénario décrit par Fukuoka (1985), auquel Brown et al. (1987) ont ajouté que l'épaisseur de l'interface dépendait du niveau de contraintes exercé sur l'étanchéité composite, de la rigidité de la géomembrane et de la granulométrie du sol. L'application de la contrainte mécanique de 160 kPa a conduit à réduire le débit de fuite d'un facteur 100 par rapport au cas sans contrainte, pour la même charge hydraulique. Ceci a été expliqué par la réduction de capacité d'écoulement du liquide à l'interface sous l'effet de la réduction d'épaisseur de celle-ci. La présence d'un géotextile à l'interface n'a pas semblé avoir d'influence significative sur le débit de fuite.

Comme pour Fukuoka, l'augmentation de la charge hydraulique induit une augmentation du débit de fuite sans qu'une relation plus précise n'ait pu être établie en raison des effets de bord limitant l'extension de la zone humide dans certains cas expérimentaux.

2.3 Travaux de Touze-Foltz

Touze-Foltz (2002a) a réalisé des travaux de quantification expérimentale des débits de fuite dans les interfaces des étanchéités composite en utilisant une cellule de mesure spécialement conçue, de 0,2 m de diamètre. L'objectif de l'étude était de déterminer l'influence de la charge hydraulique et de la topographie de la surface du sol sur la transmissivité de l'interface (nous reviendrons sur cette notion de transmissivité plus loin).

Dans la partie basale de la cellule, 6 cm de sol ont été compactés. Trois sols différents ont été testés, de conductivité hydraulique inférieure à 10^{-7} m.s⁻¹. Au-dessus était placée une géomembrane, soit constituée de PEHD 2 mm soit constituée de PP-F de 1,5 mm d'épaisseur, possédant un trou circulaire de 3×10^{-3} m de diamètre en son centre. Une couche de granulats contenue dans la partie supérieure de la cellule était placée sur la géomembrane, simulant la présence d'une couche drainante et une contrainte mécanique était appliquée à l'ensemble du système (3 ou 10 kPa).

Dans certains essais, un géotextile non-tissé aiguilleté de 300 g.m⁻² était placé à l'interface pour analyser son influence sur le débit de fuite.

La charge hydraulique constante appliquée variait suivant les essais de 0,18 m à 0,42 m et chaque essai était réalisé sur une durée de 2 semaines.

Les résultats tirés de cette étude montrent que l'augmentation de la charge hydraulique produit une augmentation des débits collectés à l'interface et que la surface d'infiltration est supérieure à la seule surface du défaut, comme dans les études citées précédemment. La topographie de la surface du sol a montré avoir une influence non négligeable sur les écoulements et la présence d'un géotextile a provoqué une augmentation du débit de fuite d'un facteur 10000 par rapport au même cas sans géotextile, sous une contrainte de 10 kPa et une charge hydraulique de 0,18 m.

Dans une étude antérieure, Touze-Foltz (2001) a également réalisé une étude à plus grande échelle sur des planches d'essai afin (1) de s'affranchir des effets de bords qui ont pu exister dans les essais laboratoire de dimension limitée (2) de disposer de conditions plus proches des conditions de terrain par la réalisation du compactage de la barrière minérale au moyen d'engins habituellement utilisés pour effectuer les travaux en fond d'ISD, et par la pose des géosynthétiques et du matériau granulaire dans les conditions réelles de chantier.

Cinq planches d'essais avaient été réalisées, de surfaces comprises entre 34 et 56 m², parmi lesquelles 4 possédaient une géomembrane en PEHD et 1 une géomembrane en PP-F. Sur l'une des 4 planches, un géotextile non-tissé aiguilleté de 300 g.m⁻² a été placé à l'interface afin d'étudier son impact hydraulique.

Toutes les géomembranes possédaient initialement un défaut de 2 mm de diamètre en leur centre, lequel était raccordé à un vase de Mariotte permettant l'application d'une charge hydraulique constante de 0,3 m tout en mesurant le débit de fuite. Le fluide injecté était de l'eau teintée par un colorant non réactif vis-à-vis de l'argile, le bleu de Coomassie, qui permettait de mieux visualiser les écoulements dans l'étanchéité composite. Les systèmes d'étanchéité composite étaient recouverts d'une couche de 0,5 m de gravier appliquant une contrainte mécanique de 8 kPa.

Les résultats obtenus ont été difficiles à interpréter, en raisons de difficultés expérimentales survenues lors des essais, l'appareillage hydraulique s'étant révélé limitant dans certains cas. Néanmoins, les résultats confirment une fois de plus qu'un écoulement d'interface intervient bien en même temps que se fait l'infiltration du fluide dans le sol, sur une surface bien plus étendue que la seule surface du défaut. L'augmentation de la charge hydraulique sur l'une des planches a conduit à une augmentation importante du débit de fuite et semble avoir produit une augmentation de la surface d'infiltration, d'après les observations réalisées lors du démontage de la planche d'essais. En revanche, le rôle limitant ou accroissant du géotextile sur le débit de fuite n'a pas pu être établi par manque de données expérimentales pouvant être comparées.

Une observation commune à toute les planches d'essais réalisées constitue en elle-même un résultat majeur: malgré la très grande attention portée à la mise en œuvre des matériaux et la volonté de réaliser une étanchéité composite avec l'état de sol compacté le plus régulier et la géomembrane la plus plane possible (travaux réalisés par des personnes sensibilisées à la notion de qualité du contact sol-géomembrane et désirant obtenir le meilleur contact possible), un contact parfait n'a pas pu être obtenu et la surface d'infiltration d'un colorant bleu a indiqué sans équivoque possible un écoulement d'interface.

3. Bases de la modélisation des écoulements

Les différents travaux visant à quantifier les débits de fuite dans les dispositifs d'étanchéité composite ont démontré que le liquide, après avoir traversé le défaut de la géomembrane, s'écoule dans l'interface en même temps qu'il s'infiltré verticalement dans la barrière minérale compactée. Cet écoulement a été modélisé mathématiquement, comme nous allons le présenter après quelques rappels nécessaires.

3.1 rappel de quelques équations de base et grandeurs utilisées en hydraulique

Un fluide qui s'écoule obéit à la relation fondamentale de la dynamique Force=masse×g, qui a été exprimée dans le cas particulier où ce liquide est newtonien et incompressible par l'équation de Navier-Stokes, qui s'écrit sous forme vectorielle :

$$\frac{D\vec{V}}{Dt} = -\overrightarrow{grad}\left(\frac{p + \rho gz}{\rho}\right) + \frac{\mu}{\rho} \Delta \vec{V} \quad (\text{II-1})$$

avec \vec{V} le vecteur vitesse du fluide, g le module de pesanteur, p la pression du fluide, ρ sa masse volumique, μ sa viscosité dynamique et z la cote mesurée par rapport à un plan de référence.

L'équation de continuité exprime simplement que dans un volume fermé fixe, la variation de la masse de fluide contenu dans l'unité de temps est égale à la somme des flux massiques traversant la surface du volume considéré. Aussi dénommée relation de conservation de la matière, elle s'écrit de la façon suivante :

$$div(\rho \vec{V}) = -\frac{\partial \rho}{\partial t} \quad (\text{II-2})$$

qui se simplifie en :
$$\operatorname{div}(\vec{V}) = 0 \quad (\text{II-3})$$

étant donné que la masse volumique ρ du fluide newtonien incompressible est invariante.

On remarque que l'équation de Navier Stokes (II-1) utilise la pression p du fluide, mais il est rare qu'en hydraulique cette grandeur soit manipulée. La charge hydraulique h est plus généralement employée :

$$h = \frac{p}{\rho g} + \frac{V^2}{2g} + z \quad (\text{II-4})$$

Cette notion de charge hydraulique exprime le fait que le fluide incompressible n'est soumis qu'à l'action du seul potentiel de gravité et se décompose en un terme d'énergie de pression, un terme d'énergie cinétique et un terme d'altitude. En milieu poreux (les sols par exemple), les vitesses sont souvent très lentes et on peut négliger le terme d'énergie cinétique si bien que la charge se résume à la charge statique, ou cote piézométrique :

$$h = \frac{p}{\rho g} + z \quad (\text{II-5})$$

Bien que les véritables causes du déplacement du fluide dans un milieu poreux soient les gradients de pression d'une part et les forces extérieures telles que la gravité d'autre part, les équations de Navier-Stokes sont d'un emploi peu aisé. La géométrie réelle de l'espace poral dans lequel se déplace le fluide étant très complexe, l'intégration des équations de Navier Stokes est impossible et des relations empiriques, telle que la loi de Darcy, ont permis d'établir à partir d'essais expérimentaux une relation entre le débit s'écoulant à travers un massif de sol et la perte de charge de l'eau entre le sommet et la base du massif.

La loi de Darcy s'écrit :

$$Q = KA \frac{\Delta h}{H_s} \quad (\text{II-6})$$

avec A la section de la colonne de sol, Δh la perte de charge, K une constante dépendant du milieu poreux dénommée coefficient de perméabilité, H_s l'épaisseur du sol.

La vitesse de Darcy correspond à la vitesse fictive du fluide dans le cas où toute la section du sol est soumise à l'écoulement.

On peut réécrire la loi de Darcy sous une forme générale, en faisant apparaître le gradient de pression et les forces extérieures :

$$\vec{V} = -K \overrightarrow{\operatorname{grad}}(h) = -\frac{k}{\mu} (\overrightarrow{\operatorname{grad}} p + \rho \mathbf{g} \times \overrightarrow{\operatorname{grad}} z) \quad (\text{II-7})$$

avec K le coefficient de perméabilité et k la perméabilité intrinsèque, ces deux grandeurs étant reliées par la relation :

$$K = \frac{k\rho g}{\mu} \quad (\text{II-8})$$

On remarque que la dimension de K est celle d'une vitesse.

L'expérience du perméamètre de Darcy a été réalisée en observant un écoulement unidirectionnel, en admettant que l'on pouvait généraliser la loi $\vec{V} = -K \overrightarrow{grad}h$ pour l'espace à trois dimensions. Il a donc été admis implicitement que le coefficient de perméabilité K est une propriété isotrope du milieu poreux, indépendant de la direction de l'espace. Or, on sait qu'il n'en est pas ainsi pour les sols naturels et mêmes pour des matériaux manufacturés tels que les géotextiles. On a donc été amené à considérer la perméabilité comme une propriété tensorielle, exprimée sous forme d'un tenseur du deuxième ordre et symétrique, noté $\overline{\overline{K}}$.

Par la suite, nous verrons que lorsque le milieu dans lequel se fait l'écoulement n'est que partiellement saturé, la perméabilité du milieu sera fonction de différents paramètres et variable dans le temps. C'est pourquoi nous préférons utiliser dans ce document le terme général de conductivité hydraulique en parlant de la capacité d'un fluide à s'écouler au travers d'un milieu.

Enfin, la transmissivité T est une grandeur que l'on rencontre fréquemment dans le cas des écoulements d'interface, elle se définit comme le produit de la conductivité hydraulique K et de l'épaisseur du milieu s :

$$T = K \times s \quad (\text{II-9})$$

La transmissivité hydraulique s'exprime généralement en $\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$.

3.2 Mécanisme de fuite dans les dispositifs d'étanchéité composite

Nous avons vu à la fin du chapitre I que l'existence d'une interface entre la surface de la barrière minérale d'argile compactée et la géomembrane est liée aux conditions de mise en œuvre des matériaux d'étanchéité sur le chantier. D'autre part, les travaux expérimentaux sur le sujet présentés en partie 2 de ce chapitre ont apporté confirmation d'écoulements dans l'interface, avec l'apparition d'une surface humide de superficie bien supérieure à celle du défaut dans la géomembrane.

3.2.1 Hypothèses

Ces expériences ont permis d'établir un scénario de fuite dans l'étanchéité composite, qu'il est possible de modéliser mathématiquement à partir des équations de Navier-Stokes en formulant plusieurs hypothèses :

- l'interface est d'épaisseur uniforme et plane, ce qui signifie que la géomembrane et la surface du sol sont deux plans parfaitement lisses et parallèles entre eux. Cette hypothèse, qui est celle retenue dans la plupart des outils de quantification des débits de fuite dans les étanchéités composites (Brown et al. 1987, Rowe 1998, Touze-Foltz 2001) est une hypothèse très forte, car nous savons que cette configuration ne

correspond pas à la réalité. Cependant, c'est le moyen le plus simple de tenir compte de l'existence de l'interface, et la valeur de transmissivité de l'interface est utilisée pour tenir compte de la qualité du contact entre le sol et la géomembrane, suivant les cas décrits dans le chapitre I - 4.2.2. Nous verrons par la suite qu'une interface de transmissivité uniforme par tronçons a pu être modélisée également, mais nous exposerons les limites d'une telle approche ;

- l'écoulement est laminaire et isotherme ;
- le régime est permanent ;
- le fluide est incompressible ;
- les forces de viscosité sont dominantes par rapport aux forces d'inertie ;
- la vitesse du fluide est nulle au niveau des deux plans délimitant l'interface.

L'écoulement dans l'interface d'épaisseur constante se fait de façon symétrique et isotrope à partir du défaut, nous allons revenir sur ce point dans le paragraphe suivant.

3.2.2 mécanisme de fuite

Parce que l'interface est représentée avec une épaisseur constante, on suppose que l'invasion de l'interface par le liquide ayant traversé le défaut se fait à vitesse homogène dans toutes les directions à partir de celui-ci. Ainsi, lorsque le défaut est circulaire, le fluide s'écoulant à l'interface va former un disque centré sur le centre du trou circulaire et lorsque le défaut est longitudinal, l'invasion va se faire à partir de l'axe de la fente ou du pli et dans une direction perpendiculaire. Par conséquent, la géométrie du problème à résoudre peut être soit axisymétrique dans le cas d'un défaut circulaire dans la géomembrane, soit bidimensionnelle dans le cas de défauts longitudinaux, comme le montrent les figures II-1 et II-2 :

Cas axisymétrique

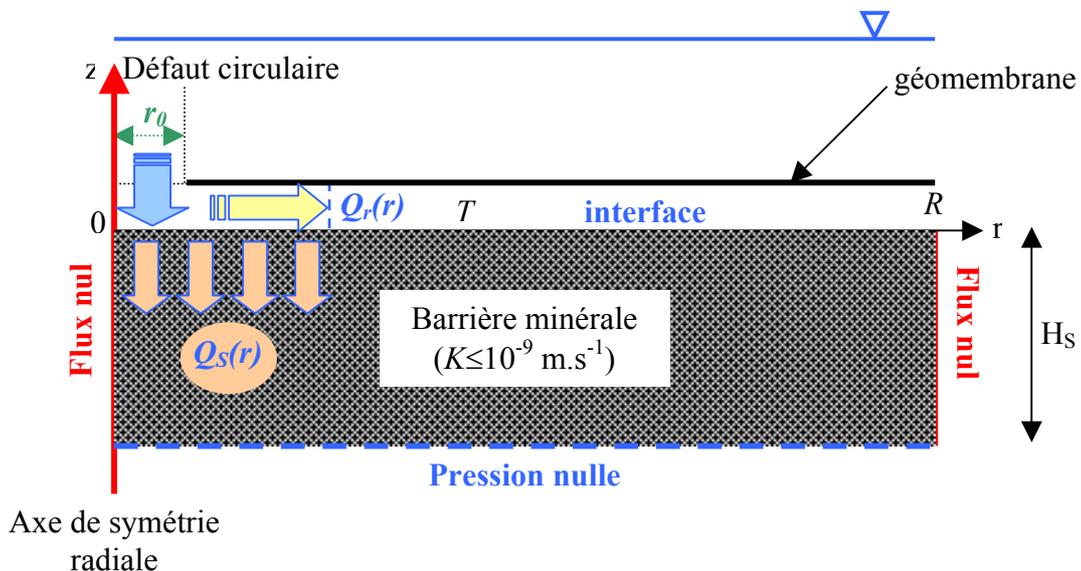


Figure II-1 : Géométrie de l'étanchéité composite dans le cas axisymétrique d'un défaut circulaire

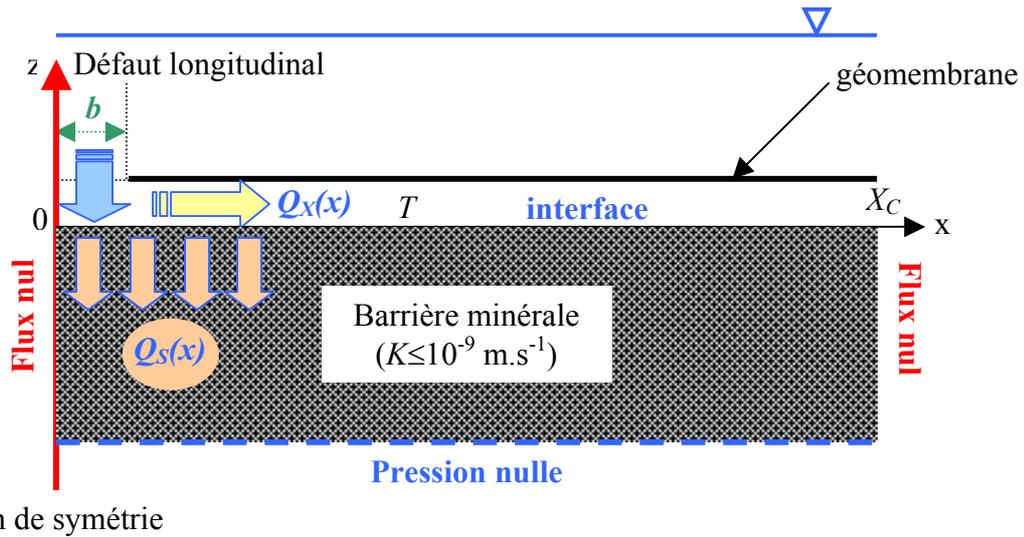


Figure II-2 : Géométrie de l'étanchéité composite dans le cas bidimensionnel d'un défaut longitudinal

Le mécanisme de fuite dans l'interface peut se décomposer, en se basant sur le principe de conservation de la masse (Brown et al. 1987), de la façon suivante, en considérant le cas axisymétrique de la Figure II-1 (le développement est le même dans le cas bidimensionnel de la Figure II-2):

$$Q = Q_s(r) + Q_r(r) \quad (\text{II-10})$$

Le débit total Q traversant le défaut dans la géomembrane est égal à la somme du débit s 'infiltrant verticalement dans le sol $Q_s(r)$ et du débit radial dans l'interface $Q_r(r)$.

En régime permanent, on différencie l'équation II-10 pour obtenir :

$$dQ_s(r) + dQ_r(r) = 0 \quad (\text{II-11})$$

Nous devons donc chercher les expressions de $Q_s(r)$ et $Q_r(r)$.

3.2.2.1 Cas d'un écoulement bidimensionnel à l'interface

Considérons tout d'abord l'écoulement, dans le cas mono-dimensionnel d'un flux d'interface répondant aux conditions énoncées dans le paragraphe 3.2.1. L'ouverture s de l'interface est orientée suivant l'axe z (voir Figure II-3) et l'écoulement se faisant dans la direction x , la vitesse n'a donc qu'une seule composante v_x (eq. II-1):

$$\begin{cases} \frac{\partial p}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 v_x}{\partial z^2} \\ \frac{\partial p}{\partial y} = 0 \\ \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \end{cases} \quad (\text{II-12})$$

considérons une longueur L d'interface suivant x , de largeur b suivant y , et fixons les conditions aux limites suivantes :

- $p=p_1$ pour $x=0$
- $p=p_2$ pour $x=L$ ($p_2 < p_1$)

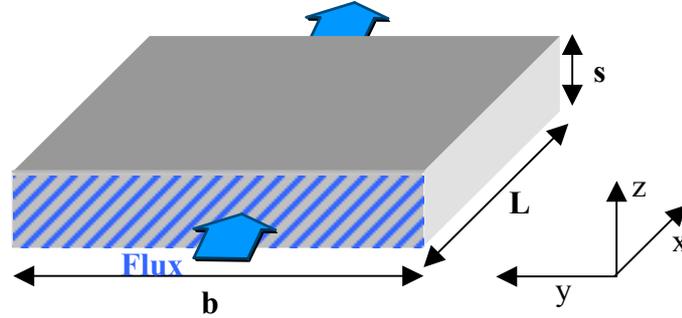


Figure II-3 : Ecoulement entre deux plans parallèles suivant l'axe x

La première équation de Navier-Stokes (II-12) ne dépend que de x au premier membre et de z dans le second, toutes deux variables indépendantes. Pour assurer l'égalité entre ces deux parties, il faut qu'elles demeurent chacune égales à la même constante c :

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \frac{dp}{dx} = c \text{ et } \mu \frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} = \mu \frac{d^2 v_x}{dz^2} = c \quad (\text{II-13})$$

L'intégration de ces deux équations conduit à :

$$p = p_1 + \frac{p_2 - p_1}{L} x \quad (\text{II-14})$$

$$v_x = \frac{1}{\mu} c \frac{z^2}{2} + c'z + c'' \quad (\text{II-15})$$

Comme pour $z=0$ et $z=s$ on doit avoir une vitesse nulle, il vient :

$$v_x = \frac{1}{2\mu} \frac{p_2 - p_1}{L} (z^2 - sz) \quad (\text{II-16})$$

Cette équation indique que la vitesse du fluide décrit une parabole, avec une vitesse nulle sur les limites supérieures et inférieures de l'interface et une vitesse maximale au centre.

Calculons le débit q à travers l'interface pour la largeur l :

$$q = \int_0^s l \times v_x dz = l \times s \times \frac{s^2}{12\mu} \frac{p_1 - p_2}{L} \quad (\text{II-17})$$

La section totale de sol traversée par le flux est $A_s = l \times s$ (face hachurée sur la figure II-3), ce qui permet de calculer le débit Q :

$$Q = A_s \frac{s^2}{12\mu} \nabla p = -l \frac{s^3}{12\mu} \nabla p \quad (\text{II-18})$$

Pour cette géométrie simple, la solution de l'équation de Navier-Stokes aboutit à une loi où le flux volumique Q est proportionnel au cube de l'épaisseur de l'interface, souvent appelée simplement loi cubique. Cette équation (II-18) a la même forme que l'équation de Darcy (II-7) avec une conductivité hydraulique d'interface K :

$$K = \frac{s^2}{12\mu} \quad (\text{II-19})$$

3.2.2.2 Cas d'un écoulement radial à l'interface

Si l'écoulement se fait de façon radiale, toujours entre deux plans lisses et parallèles, l'intégration de l'équation de Navier-Stokes donne l'expression du débit radial s'écoulant à l'interface à la distance r de l'axe de symétrie du système (Brown et al. 1987) :

$$Q_r(r) = -\pi r \frac{s^3}{6\mu} \frac{dp}{dr} \quad (\text{II-20})$$

On constate que cette expression est analogue à celle développée dans le cas bidimensionnel. En introduisant la transmissivité T selon l'expression :

$$T = K \times s = \frac{s^3}{12\mu} \quad (\text{II-21})$$

on obtient le débit radial s'écoulant à l'interface :

$$Q_r(r) = -2\pi r \frac{T}{\rho g} \frac{dp}{dr} \quad (\text{II-22})$$

3.2.2.3 Ecoulement dans le sol

Le sol étant considéré comme saturé, la loi d'écoulement employée est celle de Darcy (eq. II-6). Dans le cas d'un gradient unitaire dans le sol, qui correspond à l'existence d'un profil hydrostatique de pression, et pour la géométrie axisymétrique, le débit élémentaire d'infiltration dans le sol sur la couronne comprise entre les rayons r et $r+dr$, $dQ_s(r)$ s'écrit :

$$dQ_s(r) = 2\pi r K dr \quad (\text{II-23})$$

En combinant l'équation (II-23) avec la dérivée de l'expression (II-22), on peut réécrire l'équation (II-11) sous la forme :

$$dQ_s(r) + dQ_r(r) = 2\pi r K dr - \frac{2\pi T}{\rho g} \left[\frac{dp}{dr} + r \frac{d^2 p}{dr^2} \right] dr = 0 \quad (\text{II-24})$$

$$\text{soit : } \frac{d^2 p}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dp}{dr} = \frac{\rho g K}{T} \quad (\text{II-25})$$

Dans le cas d'un gradient supérieur à 1 dans le sol, Brown et al. (1987) ont écrit le débit élémentaire d'infiltration dans le sol sur la couronne de sol comprise entre les rayons r et $r+dr$ sous la forme :

$$dQ_s(r) = 2\pi r K \left(1 + \frac{p}{\rho g H_s} \right) dr \quad (\text{II-26})$$

avec H_s l'épaisseur de la barrière minérale d'argile compactée. L'équation différentielle s'écrit alors :

$$\frac{d^2 p}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dp}{dr} - \frac{k}{TH_s} = \frac{\rho g K}{T} \quad (\text{II-27})$$

Cette équation est analogue à une équation de Bessel modifiée, elle admet alors la solution générale suivante (Rowe 1998):

$$p = \rho g [AI_0(\Phi r) + BK_0(\Phi r) - H_s] \quad (\text{II-28})$$

$$\text{avec } \Phi = \sqrt{\frac{K}{TH_s}} \quad (\text{II-29})$$

I_0 et K_0 sont des fonctions modifiées de Bessel de première et troisième espèce, d'ordre 0 et A et B sont des constantes d'intégration dépendant des conditions limites, explicitées dans le paragraphe suivant.

4. Solutions analytiques développées

Les solutions analytiques présentées ont un champs d'application limité étant donné qu'elles ne permettent pas de quantifier le débit de fuite pour une grande variété de conditions à la limite aval de l'interface et elles n'offrent pas la possibilité de prendre en compte une éventuelle variabilité spatiale de la transmissivité d'interface (Touze-Foltz, 2001).

A partir des cas étudiés par Brown et al. (1987) et Rowe (1998), Touze-Foltz (2001) a amélioré les solutions analytiques en résolvant de façon exacte, pour les cas axisymétriques et bidimensionnels, les équations différentielles établies en pression effective. Deux paramètres de l'étanchéité composite ont été ajoutés :

- la présence d'une barrière minérale compactée formée de plusieurs couches successives, de conductivité hydraulique et d'épaisseur variables;
- un gradient hydraulique éventuellement non uniforme dans le sol.

De plus, les solutions analytiques ont été déterminées pour chaque cas géométrique pour des conditions limites à l'aval de l'interface de type flux nul, pression effective nulle et terrain.

4.1 Cas axisymétrique

Les hypothèses nécessaires au développement des solutions de Touze-Foltz (2001) sont identiques à celles exposées dans le paragraphe 3.2.1. La géométrie est similaire à celle présentée en Figure II-1, mais le cylindre de sol de rayon R_C est composé de trois couches : une première d'épaisseur H_L et de conductivité hydraulique k_L et une seconde d'épaisseur H_f et de conductivité k_f . La troisième couche est très perméable et peut être soit une couche drainante soit une nappe. L'association des deux premières couches forme une entité équivalente à une unique couche d'épaisseur H_S et de conductivité hydraulique k_S .

Nous ne présenterons ici que les principaux résultats de la démarche, l'intégralité du raisonnement ayant conduit à l'obtention des solutions analytiques présentées dans le travail de Touze-Foltz (2001).

Nous avons vu que l'équation différentielle (II-27) admet une solution générale de la forme :

$$p(r) = \rho g [AI_0(\Phi r) + BK_0(\Phi r) - C] \quad (\text{II-30})$$

avec $C = H_S - h_a$, qui correspond à la profondeur à laquelle se situe la condition de pression effective nulle (présence d'une nappe aquifère).

Pour résoudre cette équation, les conditions limites amont et aval du système sont nécessaires. La limite amont est commune à tous les cas et correspond à l'application de la charge hydraulique constante au niveau du défaut de la géomembrane, h_w . Cette condition s'écrit :

$$p(r_0) = \rho g h_w \quad (\text{II-31})$$

La condition limite à l'aval de l'interface peut être de trois types, garantissant la saturation du sol et de l'interface :

- Condition de flux nul. Elle correspond au cas où le liquide ne peut pas s'échapper de l'interface en R_C et s'écrit :

$$\begin{cases} Q_r(R_C) = 0 \\ p(R_C) \geq 0 \end{cases} \quad (\text{II-32})$$

- Condition de pression effective nulle, qui correspond aussi à la condition de suintement dans le cas où le rayon de la surface humide est supérieur au rayon du système R_C :

$$\begin{cases} Q_r(R_C) \geq 0 \\ p(R_C) = 0 \end{cases} \quad (\text{II-33})$$

- Condition à la limite de type terrain, qui correspond au cas où l'écoulement d'interface ne subit pas d'effets de bord et se définit par :

$$\begin{cases} Q_r(R_C) = 0 \\ p(R_C) = 0 \end{cases} \quad (\text{II-34})$$

4.1.1 Solution analytique du cas axisymétrique en condition limite de type flux nul

La résolution du système d'équation (II-30), (II-31) et (II-32) permet d'obtenir (Touze-Foltz, 2001) :

$$Q = \pi r_0^2 ki + 2\pi r_0 T(h_w + C) \frac{\Omega_{\Phi,1,1}(R_C, r_0)}{\Omega_{\Phi,0,1}(r_0, R_C)} \quad (\text{II-35})$$

avec i le gradient hydraulique appliqué au sol de la barrière minérale et $\Omega_{\Phi,n,m}$ une convention de notation correspondant à :

$$\{\Omega_{\Phi,n,m}(x, y) = I_n(\Phi x)K_m(\Phi y) - I_m(\Phi y)K_n(\Phi x) \text{ si } m+n \text{ est pair}$$

$$\{\Omega_{\Phi,n,m}(x, y) = I_n(\Phi x)K_m(\Phi y) + I_m(\Phi y)K_n(\Phi x) \text{ si } m+n \text{ est impair}$$

4.1.2 Solution analytique du cas axisymétrique en condition limite de type pression effective nulle

La solution analytique obtenue à partir de l'équation (II-33) est de la forme :

$$Q = \pi r_0^2 ki + 2\pi r_0 T\Phi \left[- (h_w + C) \frac{\Omega_{\Phi,1,0}(r_0, R_C)}{\Omega_{\Phi,0,0}(r_0, R_C)} + C \frac{\Omega_{\Phi,1,0}(r_0, r_0)}{\Omega_{\Phi,0,0}(r_0, R_C)} \right] \quad (\text{II-36})$$

4.1.3 Solution analytique du cas axisymétrique en condition limite de type terrain

La solution analytique obtenue pour la condition à la limite de type terrain est inchangée par rapport à l'équation (II-35).

4.2 Cas bidimensionnel

Les solutions analytiques pour le cas bidimensionnel ont été obtenues par Touze-Foltz (2001) à partir des mêmes hypothèses et pour les mêmes conditions limites, transposées du cas bidimensionnel, que dans le cas axisymétrique.

L'équation différentielle est obtenue par le même principe de conservation de la masse que l'équation (II-27) et s'exprime sous la forme :

$$\frac{d^2 p}{dx^2} - \Phi^2 p = \rho g \Phi^2 C \quad (\text{II-37})$$

La solution de cette équation est donnée par Rowe (1998) :

$$\frac{p(x)}{\rho g} = E \times e^{-\Phi x} + F \times e^{\Phi x} - C \quad (\text{II-38})$$

avec E et F des constantes dépendant des conditions limites

Les conditions aux limites du système retenues en X_C , extrémité du système selon l'axe x , sont les mêmes que celle données par (II-31, 32, 33, 34). La géométrie étudiée est celle présentée sur la figure II-2 avec un sol composé de trois couches distinctes, et les solutions développées servent à la fois au cas d'une fente et d'un pli endommagé de largeur $2b$, comme explicité dans Rowe (1998).

4.2.1 Solution analytique du cas bidimensionnel en condition limite de type flux nul

La solution analytique obtenue pour quantifier le débit de fuite selon cette condition à la limite de l'interface s'écrit :

$$Q = 2k \left(bi + \frac{h_w + C}{\Phi H_s} \tanh[\Phi(X_C - b)] \right) \quad (\text{II-39})$$

4.2.2 Solution analytique du cas bidimensionnel en condition limite de type pression effective nulle

La solution analytique obtenue pour quantifier le débit de fuite dans le cas d'une condition limite de suitelement à l'extrémité de l'interface est de la forme :

$$Q = 2k \left(bi + \frac{(h_w + C) \cosh[\Phi(X_C - b)] - C}{\alpha H_s \sinh[\Phi(X_C - b)]} \right) \quad (\text{II-40})$$

4.2.3 Solution analytique du cas bidimensionnel en condition limite de type terrain

La solution analytique obtenue pour quantifier le débit de fuite dans le cas d'une condition limite de terrain est de la forme :

$$Q = 2ki \left[b + \frac{1}{\Phi} \tanh \left[\cosh^{-1} \left(\frac{h_w + C}{C} \right) \right] \right] \quad (\text{II-41})$$

Les solutions analytiques ont donc été déterminées par Touze-Foltz (2001) pour des géométries axisymétriques et bidimensionnelles, dans le cas d'une transmissivité d'interface uniforme. Cependant, ces solutions sont d'emploi limité étant donné que pour les conditions de terrain l'interface ne peut pas être uniforme. C'est pourquoi Touze-Foltz a étendu la recherche de solutions analytiques à des cas où la transmissivité est non-uniforme, afin de mieux tenir compte de la réalité physique d'une interface de dispositif d'étanchéité composite.

4.3 Valeurs de transmissivité de l'interface

Brown et al. (1987) ont déduit de leurs expérimentations des valeurs de transmissivités d'interfaces, puis de leurs épaisseurs en utilisant la relation (II-21). Les auteurs ont remarqué qu'il semble exister une relation entre la transmissivité d'une interface et la conductivité hydraulique du sol sous-jacent et ont formulé l'hypothèse d'une influence de la granulométrie du sol : Lorsqu'un sol est fin, il contient une grande proportion de minéraux argileux, donc sa conductivité hydraulique est faible et la taille des irrégularités à sa surface ne peut être que petite. Par conséquent, l'interface serait d'épaisseur d'autant plus faible (et donc de transmissivité limitée) que le sol est fin. A partir de cette hypothèse, Rowe (1998) a élaboré des relations empiriques entre la transmissivité d'interface et la conductivité hydraulique du sol. Navarro (1999) a déduit les valeurs d'épaisseur et de transmissivité de l'interface dans le cas d'un sol de conductivité hydraulique de $10^{-10} \text{ m.s}^{-1}$. Les paramètres d'interface à retenir sont synthétisés dans le tableau II-1.

$K_s=10^{-9} \text{ m.s}^{-1}$	Mauvaises conditions de contact	Bonnes conditions de contact	Excellent contact
transmissivité ($\text{m}^2.\text{s}^{-1}$)	1×10^{-7}	$1,6 \times 10^{-8}$	$6,5 \times 10^{-9}$
épaisseur (m)	50×10^{-6}	27×10^{-6}	20×10^{-6}

Tableau II-1 : Paramètres d'interface pour les différentes conditions de contact, dans le cas d'un sol de conductivité hydraulique de 10^{-9} m.s^{-1} (d'après Touze-Foltz 2001).

4.4 Prise en compte d'une interface de transmissivité variable

En se basant sur la réalité de la géométrie des interfaces d'étanchéité composites réelles en fond d'ISD et sur les observations tirées des expérimentations en laboratoire, Touze-Foltz (2001) a cherché à développer des solutions analytiques capables de prendre en compte la géométrie de l'interface d'une manière plus précise qu'une description au moyen d'une unique valeur de transmissivité.

Pour cela, le cas simple de l'existence de deux zones de transmissivité différentes à l'interface a été envisagé, en conservant les mêmes hypothèses que celles posées lors du développement des solutions dans le cas uniforme.

Les propriétés de symétrie du système sont conservées, ce qui signifie que les zones de transmissivité variables de l'interface seront symétriques elles aussi, formant des anneaux concentriques à partir du défaut dans le cas axisymétrique et des bandes parallèles à l'axe du défaut longitudinal dans le cas bidimensionnel, comme le montre la figure II-4.

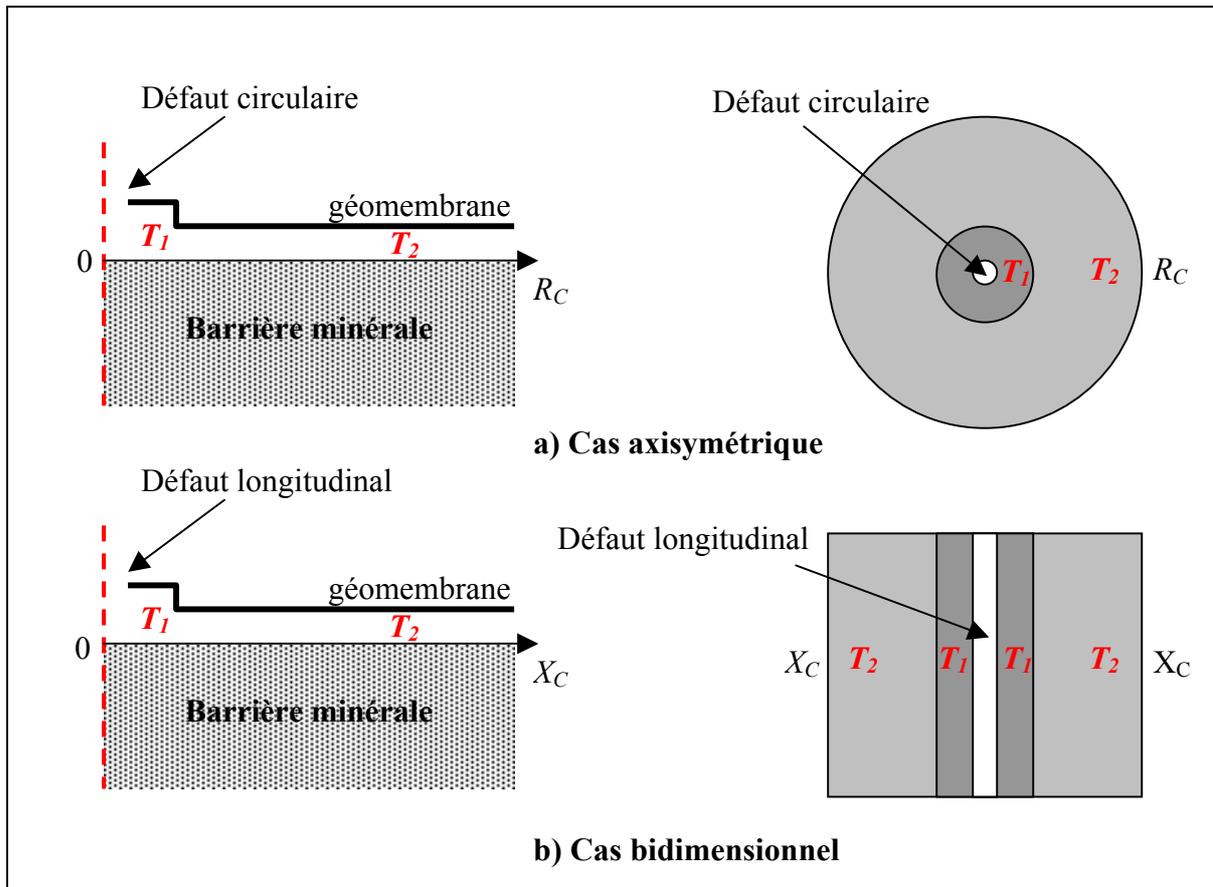


Figure II-4 : Représentation des zones d'interface de transmissivité variable

On pourrait supposer en observant la figure II-4 que la cause de la non-uniformité de l'interface est liée uniquement à la non-planéité de la géomembrane, car la surface de la barrière minérale demeure plane sur les schémas. En fait, on raisonne ici en zones de transmissivité variables et il aurait aussi bien pu figurer une géomembrane plane et une surface de sol discontinue. Les variations de transmissivité d'interface peuvent être dues uniquement à la géomembrane, uniquement à la surface du sol ou bien à une conjonction des deux.

Touze-Foltz (2001) donne les solutions analytiques pour les cas axisymétriques et bidimensionnels de débit de fuite dans des interfaces présentant deux zones de transmissivité variable, comme exposé sur la Figure II-3. Ces équations ne seront pas rappelées ici, le lecteur pouvant se référer directement au travail de thèse ayant traité ce sujet.

La possibilité de prendre en compte une interface non-uniforme constitue une avancée importante vers une configuration plus proche de la réalité du terrain, mais on s'aperçoit que le développement des solutions analytiques dans de tels cas donne naissance à des équations lourdes à manipuler et dont la longueur et la complexité vont rapidement causer des difficultés si l'on veut introduire d'autres zones de transmissivité variables à la suite. D'autre part, le fait de devoir respecter une géométrie symétrique rend ces variations d'interface peu conformes et peu représentatives des discontinuités qui existent dans l'étanchéité composite d'un fond de site de stockage de déchets.

Touze-Foltz (2001) a mené une étude paramétrique en fonction de la géométrie de l'étanchéité composite et de l'existence d'une transmissivité d'interface uniforme ou non-uniforme. Les résultats de l'étude paramétrique démontrent, autant pour le cas axisymétrique que pour le cas bidimensionnel, que le débit de fuite est d'autant plus sensible à la charge hydraulique, à la conductivité hydraulique du sol et à la dimension du défaut que la transmissivité d'interface au voisinage immédiat du défaut est petite.

Si T_1 représente la transmissivité de la zone la plus proche du défaut et T_2 celle de la zone suivante, tel que sur la figure II-3, Touze-Foltz (2001) a montré que :

- dans le cas où $T_1 < T_2$, le rapport minimal débit/transmissivité obtenu entre le cas uniforme et le cas pour lequel T_2 est 10^5 supérieur à T_1 est de l'ordre de 2 à 10.
- dans le cas contraire où $T_1 > T_2$, le rapport minimal débit/transmissivité obtenu entre le cas uniforme et le cas pour lequel T_2 est 10^5 inférieur à T_1 est de l'ordre de 10^5 . Le débit calculé dans le cas uniforme surestimerait alors jusqu'à 10^5 fois le débit de fuite obtenu en tenant compte d'une variation de la transmissivité d'interface.

La surestimation du débit de fuite liée à l'emploi des solutions analytiques obtenues pour une transmissivité d'interface uniforme alors que la transmissivité est variable a été déterminée en terme de probabilité. En générant 5000 répartitions aléatoires de géométrie d'interface auxquels a été superposée une distribution équiprobable de transmissivités d'interfaces, Touze-Foltz (2001) a obtenu des tables de probabilité de dépassement d'un certain ratio du débit de fuite qui serait obtenu dans le cas uniforme en adoptant la transmissivité de la première zone de l'interface. Par exemple, dans le cas d'une géométrie axisymétrique, pour une valeur de transmissivité d'interface proche du défaut de $6,5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$, on note que le débit ne prenant pas en compte la non-uniformité peut surestimer jusqu'à 30 fois et sous-estimer au maximum d'un facteur 2 le débit obtenu dans le cas des deux transmissivités d'interface.

L'influence de la position d'un défaut placé au sommet d'un pli de géomembrane sur le débit de fuite intervenant dans un dispositif d'étanchéité composite a été étudiée numériquement par Touze-Foltz (2002b). Différentes positions du pli endommagé ont été testées au dessus d'une zone 1 de 0,9 m de large et de transmissivité T_1 . Bordant cette zone 1, une seconde zone de transmissivité T_2 correspond à une ouverture d'interface 10 fois supérieure. L'enseignement tiré de cette étude est que la position du pli endommagé par rapport à la géométrie d'interface non-uniforme possède une influence importante sur le débit de fuite.

Navarro (1999) et Touze-Foltz (2001) ont cherché à définir une notion de transmissivité équivalente pour tenter d'uniformiser les non-uniformités, qui peut s'exprimer comme « la transmissivité uniforme qui, pour les mêmes conditions aux limites et la même géométrie, donnerait le même débit de fuite que celui obtenu en considérant l'existence de deux zones de transmissivité différentes T_1 et T_2 ». Cependant, l'écoulement dans l'étanchéité composite ne se fait pas seulement dans l'interface mais aussi à travers la barrière minérale et ces travaux ont mis en évidence que cette transmissivité équivalente dépendait à la fois des caractéristiques intrinsèques de l'interface et de la position des défauts par rapport aux hétérogénéités de l'interface ainsi que de la charge hydraulique appliquée.

En conclusion, la définition de solutions analytiques prenant en compte la variabilité spatiale de l'interface constitue une avancée importante, et les études réalisées ont montré que ce paramètre doit être intégré si l'on souhaite quantifier correctement les débits de fuite.

5. Equations empiriques

Parallèlement au développement de solutions analytiques, Bonaparte et al. (1987), Giroud et Bonaparte (1989), Giroud et al. (1992), Giroud (1997), Touze-Foltz et Giroud (2003), ont cherché à mettre au point des équations empiriques permettant l'évaluation rapide et plus simplement qu'en employant les solutions analytiques du débit de fuite dans une étanchéité composite.

Dans ces travaux, on peut tenir compte du contact imparfait entre la géomembrane et la surface du sol compacté à travers un coefficient de contact commun à la totalité de la superficie du dispositif d'étanchéité composite. L'existence d'une variabilité spatiale de la transmissivité de l'interface ne peut pas être prise en compte explicitement dans les équations empiriques.

A partir de la réalisation de plus de 500 abaques, Giroud et Bonaparte (1989) ont déduit une expression pour le cas d'un défaut circulaire reliant le débit de fuite à la charge hydraulique appliquée sur le dispositif d'étanchéité, dans le cas d'un gradient hydraulique unitaire dans le sol :

$$Q = C_{qo} a^{0,1} k_S^{0,74} h_w^{0,9} \quad (\text{II-42})$$

avec a l'aire du défaut, k_S la conductivité hydraulique du sol, h_w la charge hydraulique et C_{qo} un facteur de contact sur lequel nous allons revenir.

Giroud (1997) a étendu cette équation empirique au cas d'un gradient non unitaire dans le sol :

$$Q = C_{qo} \left[1 + 0,1 \left(\frac{h_w}{H_S} \right)^{0,95} \right] a^{0,1} k_S^{0,74} h_w^{0,9} \quad (\text{II-43})$$

La condition d'application de l'équation (II-43) est que le diamètre du défaut circulaire ne soit pas inférieur à 0,5 mm et pas supérieur à 25 mm et que la charge hydraulique n'excède pas 3 m.

Dans ces équations (II-42) et (II-43), les propriétés de l'interface sont contenues dans le paramètre C_{qo} , égal à 1,15 dans le cas d'une mauvaise condition de contact et égal à 0,21 dans le cas de bonnes conditions de contact entre le sol et la géomembrane.

Dans le cas d'un défaut rectangulaire de longueur L et de largeur b , Giroud (1997) donne l'équation suivante :

$$Q = C_{qo} \left(1 + 0,2 \left(\frac{h_w}{H_s} \right)^{0,95} \right) b^{0,2} k_s^{0,74} h_w^{0,9} + C_{q\infty} \left(1 + 0,2 \left(\frac{h_w}{H_s} \right)^{0,95} \right) (L - b) b^{0,1} h_w^{0,45} k_s^{0,87} \quad (\text{II-44})$$

avec $C_{q\infty}$ égal à 0,52 pour les bonnes conditions de contact et 1,22 pour les mauvaises conditions.

Touze-Foltz (2001) a comparé les solutions analytiques aux équations empiriques en réalisant une étude paramétrique, et a déduit de ses résultats que les valeurs des exposants des équations empiriques étaient tout à fait cohérentes avec les solutions analytiques pour une géométrie axisymétrique et pouvait être améliorées pour une géométrie bidimensionnelle. L'équation empirique (II-44) développée pour les défauts rectangulaires a été étendue au cas des plis endommagés, en modifiant le facteur de contact.

Récemment, une étude de Touze-Foltz et Giroud (2003) a développé des équations empiriques pour le cas de défauts de longueur infinie et y a introduit les excellentes conditions de contact, qui faisaient défaut. La méthodologie suivie était de déterminer les valeurs des facteurs et des exposants des équations empiriques de manière à ce que les débits obtenus se rapprochent autant que possible de la solution analytique exacte. Les résultats de cette étude indiquent que dans plus de 90% des cas, l'estimation du débit par les nouvelles équations empiriques proposées ne s'écarte pas de plus de 22% de la valeur analytique. Les modifications apportées par rapport aux équations de Giroud (1997) sont présentées dans le tableau II-2.

Défaut	Conditions de contact	Équation empirique pour le débit	Status
Défaut circulaire	Excellente	$Q = 0.096 h_w^{0.9} a^{0.1} k_s^{0.74} \left[1 + 0.1 \left(\frac{h_w}{H_s} \right)^{0.95} \right]$	Nouvelle
	Bonne	$Q = 0.21 h_w^{0.9} a^{0.1} k_s^{0.74} \left[1 + 0.1 \left(\frac{h_w}{H_s} \right)^{0.95} \right]$	Inchangée Giroud (1997)
	Mauvaise	$Q = 1.15 h_w^{0.9} a^{0.1} k_s^{0.74} \left[1 + 0.1 \left(\frac{h_w}{H_s} \right)^{0.95} \right]$	
Défaut de longueur infinie	Excellente	$Q_L = 0.42 h_w^{0.45} b^{0.004} k_s^{0.87} \left[1 + 0.52 \left(\frac{h_w}{H_s} \right)^{0.59} \right]$	Nouvelle
	Bonne	$Q_L = 0.65 h_w^{0.45} b^{0.004} k_s^{0.87} \left[1 + 0.52 \left(\frac{h_w}{H_s} \right)^{0.59} \right]$	
	Mauvaise	$Q_L = 1.64 h_w^{0.45} b^{0.004} k_s^{0.87} \left[1 + 0.52 \left(\frac{h_w}{H_s} \right)^{0.59} \right]$	
Pli endommagé	Excellente	$Q_L = 0.63 h_w^{0.45} b^{0.1} k_s^{0.87} \left[1 + 0.28 \left(\frac{h_w}{H_s} \right)^{0.82} \right]$	Nouvelle
	Bonne	$Q_L = 0.89 h_w^{0.45} b^{0.1} k_s^{0.87} \left[1 + 0.28 \left(\frac{h_w}{H_s} \right)^{0.82} \right]$	
	Mauvaise	$Q_L = 1.98 h_w^{0.45} b^{0.1} k_s^{0.87} \left[1 + 0.28 \left(\frac{h_w}{H_s} \right)^{0.82} \right]$	

Tableau II-2 : Forme des équations empiriques valables pour les neuf configurations possibles d'étanchéité composite présentant un défaut (d'après Touze-Foltz et Giroud, 2004)

Ces équations empiriques constituent donc un outil simple d'estimation des débits de fuite, elles prennent en compte les irrégularités d'épaisseur de l'interface à travers un coefficient appliqué à l'ensemble de la surface du fond de casier d'ISD. Nous analyserons dans ce travail si une telle approche d'homogénéisation de l'interface peut conduire à des erreurs significatives sur la prévision des débits de fuite par rapport à une prise en compte réelle de la complexité de la géométrie de l'interface.

6. Modèles numériques

Foose et al. (2001) ont étudié la validité des équations empiriques et des solutions analytiques décrites dans le paragraphe qui précède en les comparant à des résultats numériques. Les auteurs mentionnent qu'il aurait été préférable de les valider vis-à-vis de résultats d'expérimentations soigneusement contrôlées, mais que les conditions aux limites des perméamètres ainsi que d'autres difficultés expérimentales rendent les résultats de mesures physiques trop incertains. De même, les données en provenance des installations de stockage ont été jugées inadaptées car possédant trop de paramètres inconnus : Beech et al. (1998), en tentant d'évaluer les performances d'une étanchéité composite dont les effluents étaient collectés par un second dispositif d'étanchéité sous-jacent ont montré qu'il est difficile de distinguer dans le débit recueilli la part de liquide produit par la consolidation de la barrière minérale de la part produite par l'existence d'un défaut dans la géomembrane primaire. Foose et al. (2001) ont donc choisi de se servir de résultats obtenus à partir de modèles numériques 2D et 3D comme base de comparaison pour juger de la validité des équations empiriques et des solutions analytiques.

L'écoulement à travers un défaut circulaire a été modélisé par un système à symétrie radiale. La géomembrane a été simulée par une couche d'éléments totalement imperméables et la charge hydraulique appliquée au niveau du défaut a été représentée par des éléments maintenus à charge constante (0,3 m). La barrière minérale en dessous était supposée saturée, homogène et isotrope. L'interface a été représentée par une fine couche de transmissivité et d'épaisseur représentative de la qualité de contact, comprise entre le cas parfait et différents niveaux de contact imparfait.

Les résultats de simulation obtenus à partir du modèle numérique ont été utilisés pour évaluer les performances des différents outils de prédictions de débit de fuite. Les comparaisons effectuées montrent que toutes les équations qui existent ont des limites d'application et qu'il n'existe pas de modèle universel pour la prédiction des écoulements. Cependant, des recommandations d'emploi des différentes équations ont été formulées en fonction de la configuration et des conditions appliquées à l'étanchéité composite.

On remarque cependant que cette étude considère une interface uniforme, qui ne prend pas plus en compte la géométrie réelle de l'interface que les travaux antérieurs. Foose et al. (2001) précisent d'ailleurs que l'absence de mesure directe de l'interface constitue une limitation, mais qu'aucune mesure directe de l'ouverture de l'interface ou de l'écoulement d'interface n'ayant été réalisée sur le terrain ou au laboratoire, les équations dont ils disposaient étaient les meilleures estimations des conditions d'interface au moment de leur étude.

7. Synthèse des travaux de quantification des débits de fuite dans les dispositifs d'étanchéité composite

7.1 Mise en évidence de la non-uniformité des interfaces d'étanchéité composite – limites des solutions analytiques

Les observations de chantier présentées dans le chapitre I ont mis en évidence que les deux surfaces délimitant l'interface ne pouvaient pas être planes et parallèles entre elles et que la notion de contact parfait n'est pas envisageable en fond d'installation de stockage de déchets. Les résultats des travaux expérimentaux de quantification des débits de fuite présentés au début de ce chapitre ont confirmé les observations du chapitre I et ont mis en évidence qu'une interface existe bien et qu'un écoulement s'y produit lorsque la géomembrane comporte un défaut et est soumise à une charge hydraulique.

Un modèle mathématique tenant compte de l'écoulement simultané dans l'interface et dans la barrière minérale a pu être développé, mais en se basant sur une interface de transmissivité uniforme, et en se plaçant dans des configurations géométriques très simples qui assument que le flux se fait de façon radiale ou mono-dimensionnelle.

Touze-Foltz (2001) a cependant étendu l'usage des solutions analytiques à des cas, toujours de géométrie très simple, dans lesquels plusieurs zones de transmissivité d'interface uniforme sont jointives. Cette approche constitue la première avancée vers une prise en compte de la géométrie véritable d'une interface d'étanchéité composite sur le terrain et constitue une alternative à la seule notion de qualité de contact utilisée jusqu'alors.

L'étude paramétrique menée à partir des nouvelles solutions analytiques a permis de mettre en évidence l'importance de la position du défaut par rapport à l'interface de transmissivité non-uniforme. Cependant, ces solutions analytiques pour interfaces de transmissivité variable sont limitées à l'emploi d'un faible nombre de zones qui, de toutes façons, doivent conserver des propriétés de symétrie qui rendent cet outil peu conforme à la réalité de terrain.

Parallèlement à ces travaux théoriques, les résultats et observations des écoulements sur les modèles physiques, que ce soit au laboratoire à l'échelle décimétrique ou sur le terrain à l'échelle de la planche d'essai, ont démontré clairement que le modèle de flux radial dans le cas d'un défaut circulaire et de flux bidimensionnel perpendiculaire à l'axe du défaut dans le cas d'un défaut longitudinal ne se vérifie pas sur les étanchéité composite des fond d'ISD, avec des matériaux et des conditions de mise en œuvre imparfaits. Les surfaces d'infiltration formées suite à l'invasion de l'interface par le liquide depuis le défaut ne sont pas régulières et ne peuvent être assimilées à des disques ou à des rectangles.

Les cheminements empruntés par le fluide dans l'interface, qui ont laissé la trace du colorant bleu à la surface du sol argileux, montrent un aspect dendritique très irrégulier, avec un écoulement surtout localisé dans les zones de dépression du sol (Touze-Foltz, 2002b). De nombreuses zones de contact parfait sol-géomembrane existent aussi, dans lesquelles le fluide ne s'est pas écoulé. Ces observations, qui rejoignent celles effectuées dans les essais de laboratoire, invalident le modèle mathématique basé sur l'interface « plans parallèles » dans laquelle le fluide provenant du défaut s'écoule de façon radiale ou mono-dimensionnelle.

Les travaux expérimentaux de Touze-Foltz (2002b) sur planches d'essais ont montré que l'état de surface du sol semblait être le paramètre clé des écoulements obtenus et que la position du défaut par rapport à la distribution spatiale des transmissivités d'interface avait une grande influence sur les débits de fuite.

7.2 Limites des modèles existants et enjeux d'une quantification plus fine des débits de fuite

Le fondement du développement des solutions analytiques et des équations empiriques repose donc sur une hypothèse qui ne se vérifie pas sur le modèle physique. On peut donc considérer qu'elles constituent des outils intéressants pour l'ingénieur qui désire une estimation rapide du débit de fuite que peut engendrer un défaut dans la géomembrane d'un dispositif d'étanchéité composite. Cependant, la validité de ces outils reste à être vérifiée et, dans le cadre d'une volonté de définition d'un terme source précis pour l'étude de l'impact que peut avoir une installation de stockage de déchets sur son environnement, la quantification exacte des flux passant le niveau de sécurité active du système de confinement semble indispensable.

Les travaux de Foose et al. (2001) ont modélisé numériquement les écoulements dans un dispositif d'étanchéité composite comprenant une interface, mais l'intérêt de l'introduction de l'outil numérique, avec la puissance de calcul que cela comporte par rapport aux solutions analytiques n'a pas été exploité étant donné que l'interface est demeurée uniforme, via la définition d'une qualité de contact commune à la totalité de l'étanchéité composite. Les auteurs ont insisté sur le besoin de connaissance et de mesure directe de l'épaisseur et de la variabilité spatiale de l'interface pour pouvoir passer à la modélisation d'un écoulement proche de la réalité physique.

Cette étape constitue le cœur de ce travail de thèse.

D'autre part, une quantification et une compréhension des écoulements dans le cas où un géotextile est posé à l'interface semble nécessaire étant donné que cette pratique est très courante et que le rôle que joue ce géotextile sur l'augmentation ou la réduction des débits de fuite n'a pas été établi de façon claire au vu des conclusions contradictoires tirées des diverses études sur le sujet.

Chapitre III : Modélisation et conceptualisation des écoulements dans les dispositifs d'étanchéité composites possédant des interfaces non-uniformes

1. Introduction

Nous avons vu dans le chapitre précédent que les outils qui existent à l'heure actuelle pour la prédiction des débits de fuite à travers un dispositif d'étanchéité composite sont limités par la prise en compte de la géométrie réelle de l'interface. Nous avons vu également que cette géométrie semble très complexe et que par conséquent l'application des solutions analytiques développées est impossible. La prise en compte de la géométrie réelle de l'espace vide dans lequel se fait l'écoulement d'interface va donc faire appel à l'outil numérique qui lui seul dispose de la puissance de calcul apte à traiter ce type de problème.

La question qui se pose, dès lors que l'on considère les modèles d'écoulement radiaux ou bidimensionnels comme irréalistes, est de savoir vers quel type d'outil numérique se tourner. Nous souhaitons utiliser un modèle mathématique et numérique fondé sur la possibilité de simuler les phénomènes hydrauliques de façon la plus proche possible du cas physique réel, ce qui implique d'observer préalablement les écoulements. Les outils disponibles dans le domaine des étanchéités composites ayant atteint leurs limites, il faut faire appel à des connaissances développées dans d'autres champs d'application en utilisant les similarités que peuvent présenter les écoulements dans les interfaces avec d'autres cas. Le domaine auquel nous avons fait appel est celui du transport en milieu poreux fracturé car les écoulements à l'interface présentent des similitudes avec celui-ci, sur lesquelles nous allons revenir dans ce chapitre.

La connaissance du transport de fluide dans les milieux fracturés est devenue l'un des enjeux majeurs des recherches en hydrologie depuis trente ans, avec deux applications principales : la sélection de sites pouvant accueillir les déchets radioactifs en formations géologiques profondes et la pollution des nappes aquifères localisées dans des réservoirs fracturés. Cependant, malgré les efforts fournis et la très grande abondance de travaux publiés sur le sujet, un modèle général permettant la simulation précise de l'écoulement à l'échelle de l'aquifère ou même dans une fracture seule n'a toujours pas été défini.

Pour identifier parmi les modèles proposés dans la littérature celui ou ceux qui pourraient convenir à notre cas, nous allons tout d'abord présenter dans ce chapitre les données dont nous disposons sur l'écoulement dans une interface d'étanchéité composite. Cette démarche va permettre d'orienter notre choix vers l'approche numérique la plus appropriée pour simuler les écoulements d'interface. Les paramètres qui influencent l'écoulement et qui constituent les limites de validité pour les modèles les plus simples sont tout d'abord exposés. Les différentes approches de la modélisation envisagée sont présentées ensuite, en suivant un ordre allant des modèles les plus simples dans une fracture seule à des modèles bien plus complexes prenant aussi en compte le transport vers la matrice. Le modèle retenu sera décrit en dernière partie, puis le code de calcul sélectionné validé sur quelques cas préliminaires, de géométrie simple.

2. Similarités morphologiques et hydrodynamiques entre une fracture rocheuse et une interface d'étanchéité composite

2.1 Ressemblances et différences morphologiques

Les caractéristiques d'une interface d'étanchéité composite ont été présentées dans le premier chapitre. Nous avons vu que l'interface est comprise entre une surface supérieure constituée par la géomembrane et une surface inférieure correspondant à la surface du sol argileux compacté. Il s'agit donc d'un vide, d'une discontinuité, délimitée par deux surfaces non-planes.

Une fracture rocheuse est définie comme l'espace vide créé par la rupture mécanique d'un bloc ou d'un massif rocheux. La dimension d'une fracture peut être d'échelle microscopique comme macroscopique. Cependant, dans les travaux bibliographiques présentés dans ce chapitre, les fractures dont il est question sont d'ouverture infra-millimétriques. La fracture est matériellement composée de deux surfaces qui peuvent être partiellement en contact ou ne pas se toucher. Les deux surfaces délimitant la fracture sont appelées lèvres ou épontes lorsqu'elles sont considérées en une dimension et parois ou surfaces en 2 ou 3 dimensions. En raison de la genèse mécanique de la fracture dans le milieu naturel, il est justifié de considérer que les parois de la fracture ne seront jamais des surfaces planes.

Nous allons étudier par la suite les différences et les analogies entre une interface d'étanchéité composite et un plan de fracture.

2.1.1 Différences entre interface et plans de fracture

La première différence notable entre une interface et une fracture rocheuse réside dans la nature des matériaux formant les limites physiques des discontinuités : la fracture rocheuse possède des parois de topographie semblables, voir identiques, formées dans le même matériau alors que les limites de l'interface sont très distinctes. Dove (1996) a analysé la rugosité de géomembranes PEHD et a mesuré un relief maximal de 1,6 μm , ce qui correspond à de la micro-topographie. Par conséquent, la géomembrane formant la limite supérieure d'une interface peut être considérée parfaitement lisse à l'échelle décimétrique ou métrique, les seuls facteurs affectant sa planéité étant les ondulations liées à la flexibilité du matériau et la présence de plis liés à la pose (cf. Figure I-11).

A la limite inférieure de l'interface, les irrégularités de la surface du sol existent à plusieurs échelles. A échelle réduite, inférieure au millimètre, la non-planéité de la surface de l'argile compactée est liée à la composition et à la granulométrie du sol. A l'échelle macroscopique, les irrégularités de la surface sont dues aux traces des engins de compactage et des engins de chantier qui ont circulé sur la surface de la barrière minérale. Ceux-ci ont laissé localement des traces caractéristiques sur la surface, correspondant à des marques de chenilles ou de pneumatiques, organisées et périodiques.



Figure III-1 : Photographies d'états de surfaces de barrières minérales juste avant la pose des géosynthétiques (clichés F.Cartaud)

De nombreuses visites de chantier d'installation de systèmes d'étanchéité ont permis d'observer des états de surface de barrières d'argile compactées, tels que ceux présentés sur les Figures III-1 et III-2. Nous avons constaté qu'invariablement la surface d'une barrière en fond de casier d'ISD présentait des hétérogénéités au moins sur une partie de sa superficie. En effet, la surface laissée par le compacteur à la fermeture de la couche ne peut pas être parfaitement plane, ne serait-ce qu'en raison du matériau compacté lui-même. La photographie de la figure III-1-a montre par exemple une barrière minérale de très bonne qualité de compactage, de surface assez plane, mais sur laquelle on observe par endroits (Figure III-1-b) des zones d'orniérage assez important. Le site correspondant à la figure III-1-c possède lui aussi un état de surface de barrière minérale marqué, avec des traces d'engin à chenilles (détail III-1-d) Sur d'autres sites, les marques créées par la circulation d'engins affectent l'intégralité de la surface de la barrière, comme le montrent les figures III-2-d et f.



Figure III-2 : Photographies d'états de surfaces de barrières minérales juste avant la pose des géosynthétiques (clichés F.Cartaud)

Les états de barrières que nous avons relevés sur sites peuvent être classés selon deux catégories :

- Les zones marquées par la circulation d'engins de chantier. Il s'agit en général des traces de pneus de l'essieu arrière du compacteur, qui laissent sur le sol des marques en forme de losange de faible profondeur (Figure III-2-c). On relève ensuite les traces de véhicule de levage (Figure III-2-e) ou les traces de chenilles de pelle mécanique. Les raisons de la circulation d'engins après la fermeture de la barrière sont généralement dues à l'acheminement des matériaux géosynthétiques (géomembrane, géotextile, géosynthétique bentonitique) sur la zone de pose, trop lourds pour être transportés sans un engin. La profondeur du marquage lors du passage est liée à la plasticité du matériau argileux. Sur les chantiers visités, le marquage reste limité à quelques centimètres de profondeur généralement.
- Les zones non marquées par les engins, qui présentent une qualité variable : l'état de surface est compris dans une gamme allant d'une grande qualité (cf. figure III-2-b), très plane et très lisse (la rugosité du sol est alors liée à la granularité de l'argile et à sa pureté) à une faible qualité (cf. figure III-2-a), avec des zones de dépression par arrachement et la présence d'éléments granulaires argileux ou allochtones à la surface de la barrière.

La proportion des zones marquées et non marquées par les engins est extrêmement variable et ne peut être établie arbitrairement, elle peut représenter un faible pourcentage de la surface du casier sur certains sites comme plus de la moitié de la surface pour d'autres. Cependant, les zones marquées sont présentes sur tous les fonds de casier d'ISD visités, quelle que soit l'argile utilisée en étanchéité, et constituent donc une sorte de « dénominateur commun » à tous les états de surfaces de barrière passive.

Dans ce sens, ces zones marquées semblent constituer la source de non-uniformité typique d'une barrière minérale compactée en fond de casier d'ISD.

Les deux limites de l'interface sont donc de nature très différente en comparaison des limites d'une fracture en milieu rocheux.

Une seconde différence indéniable existe entre fracture rocheuse et interface d'étanchéité composite : un plan de fracture peut présenter des degrés divers de contact, suivant la pression de confinement tendant à rapprocher les deux parois. Lorsque les forces extérieures à la fracture opèrent en traction, il peut n'y avoir aucun contact entre les parois. Or ce cas ne peut pas exister dans le cas des interfaces d'étanchéité composite. En effet, le poids de la géomembrane puis des matériaux empilés au-dessus font que la surface de contact entre le sol argileux et la géomembrane est nécessairement importante.

Les différences énoncées n'interdisent pas conceptuellement l'emploi des outils mis au point pour les milieux fracturés dans le cas des écoulements d'interface. Cependant, nous allons voir que certains modèles de transport dans les fractures ne pourront pas être envisagés car ils sont développés à partir des propriétés auto-affines ou même fractales d'une fracture naturelle, qu'une interface de dispositif d'étanchéité composite ne possède pas.

2.1.2 Analogies entre interface et plans de fracture

Les similarités entre une fracture et une interface résident (1) dans la complexité de la géométrie de l'espace, même si elles ne possèdent pas des propriétés identiques, et (2) dans la nature de l'écoulement de fluide qui y a lieu. L'emploi des modèles développés pour simuler numériquement les écoulements dans les fractures est surtout basé sur les analogies physiques entre l'écoulement dans une fracture et une interface, qui sont illustrées dans le paragraphe 2.2.

2.2 Analogies des écoulements

Abelin et al. (1985) et Neretnieks (1985) ont observé, dans la mine de Stripa (Suède) que les flux étaient distribués de manière non uniforme dans les plans de fracture et que de larges zones ne conduisaient pas de fluides. Ils ont conclu que la majorité de l'écoulement dans une fracture naturelle ne se fait que par un certain nombre de chemins préférentiels qui ne représentent en surface qu'une faible fraction du plan de fracture. Ces zones de passage préférentiel des fluides, confirmées par de nombreuses autres études ultérieures, correspondent aux zones de plus grande ouverture de la fracture. Nous reviendrons dans ce chapitre sur ce phénomène.

Des essais d'écoulement dans les étanchéités composites ont été réalisés à la fois au laboratoire et sur des planches d'essais comme nous l'avons vu au chapitre précédent. Afin de confronter la physique des écoulements d'interface réels avec les hypothèses de flux radial ou bidimensionnel formulées, Touze-Foltz (2002b) a alimenté le défaut dans la géomembrane des planches d'essais réalisés avec une solution de bleu de Coomassie G 250 (Merck). Ce colorant non-réactif avec les particules d'argile initialement utilisé par Batali Comeaga (1997) dans des géosynthétiques bentonitiques a permis de marquer à la surface de la barrière minérale les cheminements empruntés par le fluide s'écoulant à l'interface.

Les observations relevées par Touze-Foltz (2002b) montrent une morphologie des écoulements complexe, avec des zones de contact importantes et surtout des zones de passage préférentiel du fluide nettement marquées. On distingue en particulier des zones d'ouverture connectées, qui ont servi au déplacement du fluide et des zones d'ouvertures qui ne semblent manifestement que peu concernées par les écoulements, soit parce que ces zones d'ouverture sont cernées par des zones de contact qui les rendent impropres à l'acheminement du flux soit parce que la présence de poches d'air aurait gêné l'écoulement du fluide, comme l'a supposé Touze-Foltz (2002b).

Nous avons réalisé des essais hydrauliques d'échelle métrique au laboratoire, en utilisant également une solution de bleu de Coomassie G 250 pour visualiser les écoulements d'interface en fin d'expérience. Les états de sol testés correspondaient soit à une surface artificielle créée par les marques du compacteur manuel de section cylindrique, soit à une surface de barrière provenant réellement d'un site. Ces deux états de surface, marqués par la coloration dans les zones où le fluide a circulé, sont présentés sur les figures III-3 et III-4.

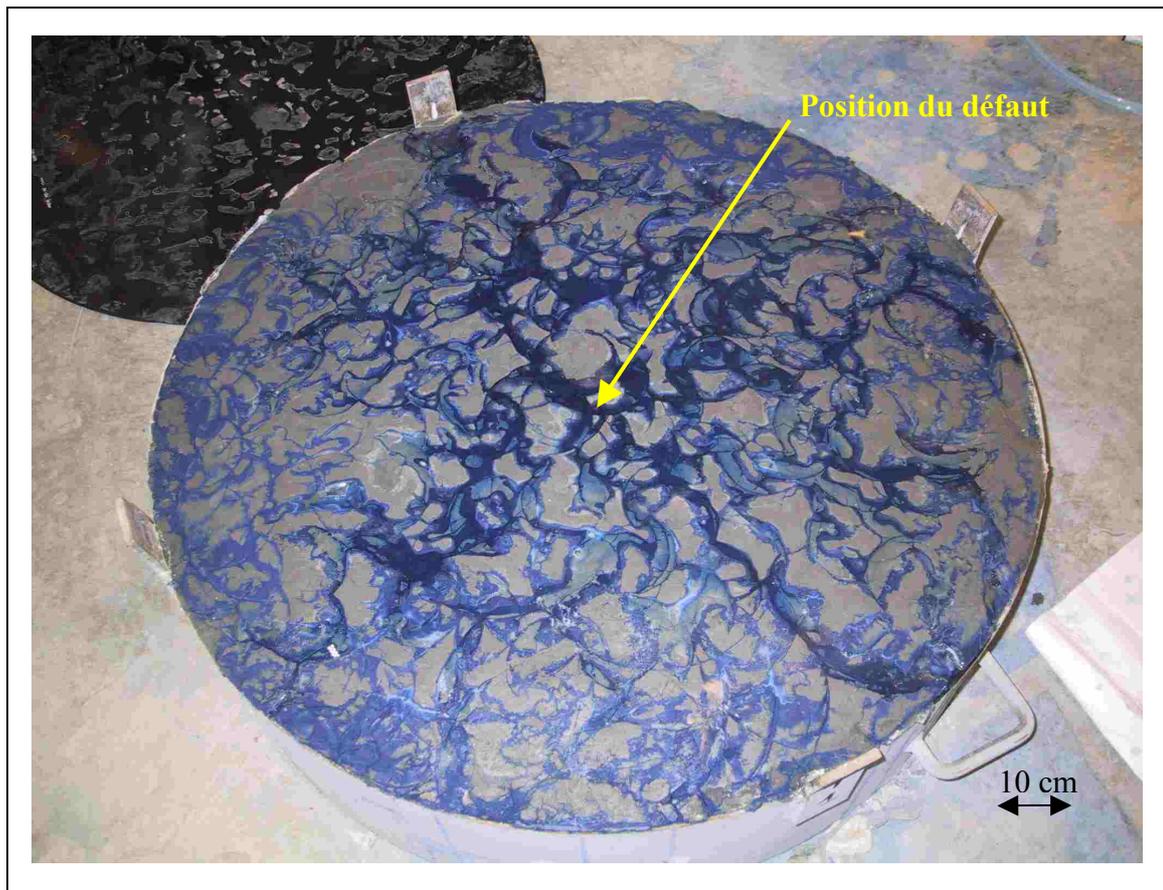


Figure III-3 : Observation du cheminement emprunté par les écoulements d'interface dans le cas d'un état de sol artificiel présentant des marques circulaires (compactage manuel)

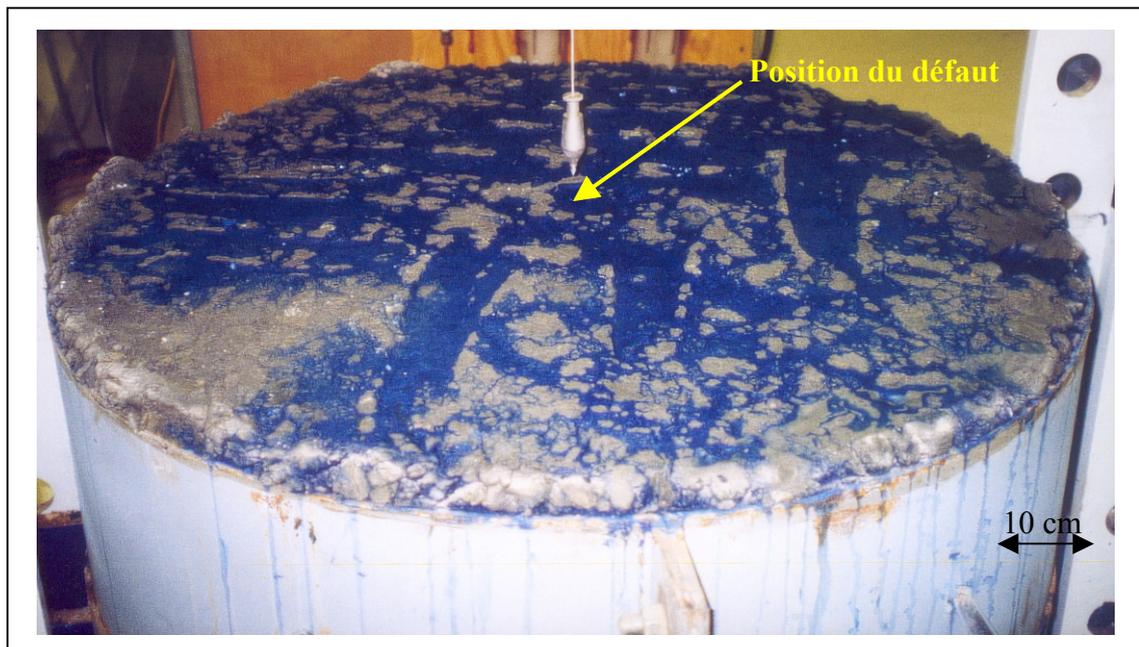


Figure III-4 : Observation du cheminement emprunté par les écoulements d'interface dans le cas d'un état de sol conforme à la réalité des barrières de fond d'ISD, présentant des marques de circulation d'engin à pneumatiques.

L'observation des figures III-3 et III-4 permet de constater que, de façon similaire aux observations de terrain relevées par Touze-Foltz (2002b), une importante fraction de zones de contact, donc fermée à l'écoulement, existe dans les interfaces étudiées au laboratoire. D'autre part, on constate que l'écoulement semble avoir eu lieu dans les zones de plus forte ouverture et qu'une partie de ces zones connectées forme visiblement des zones de cheminements préférentiels. On constate que les principales zones d'écoulement préférentiel correspondent aux marques de passage d'engin de chantier sur la figure III-4.

On retrouve donc dans une interface d'étanchéité composite les mêmes caractéristiques morphologiques de l'écoulement que dans une fracture, c'est à dire que les zones de contact semblent jouer un très grand rôle sur l'écoulement. D'un point de vue hydrodynamique il semble qu'une part importante du flux soit localisée dans une fraction du plan des ouvertures, ce qui s'apparente donc à du phénomène de cheminement préférentiel.

2.3 Conclusion

Dans cette partie, nous avons souligné que les fractures rocheuses et les interfaces de dispositifs d'étanchéité composites présentent un certain nombre d'analogies morphologiques. Par conséquent, bien que les deux objets ne possèdent pas les mêmes propriétés géométriques, un parallélisme semble justifié.

De plus, les processus hydrodynamiques de l'écoulement seraient assez proches dans une interface d'étanchéité composite et dans une fracture rocheuse, d'après les premières observations recueillies à partir d'essais expérimentaux. Cette observation est très importante car elle permet de justifier l'emploi de modèles développés dans le domaine des milieux facturés pour la modélisation des écoulements dans les interfaces que nous allons proposer. Nous allons adopter pour la modélisation des écoulements dans les interfaces une approche déterministe : en se basant sur les observations expérimentales, nous allons choisir un modèle qui reproduit au mieux les phénomènes hydrodynamiques tels qu'ils ont été constatés. La première étape consiste donc à connaître la géométrie tridimensionnelle de l'interface. Les méthodes qui peuvent être envisagées pour effectuer la mesure des surfaces qui bordent l'interface sont les mêmes que celles qui sont utilisées pour décrire les surfaces de fractures. Les techniques de description de la géométrie des fractures sont analysées dans le paragraphe qui suit.

3. Géométrie et moyens de description de la surface d'une fracture

De nombreuses études se sont intéressées à la description et à la quantification de la géométrie des fractures naturelles. Dans la littérature consacrée aux écoulements dans les fractures, la problématique de la description des fractures est souvent traitée de façon déterministe, dans un but de quantification du flux. En effet, comme le rappellent Hakami et Larsson (1996), trois facteurs sont nécessaires pour la prédiction du flux : (1) les propriétés du fluide (2) la pression du fluide aux limites du système et (3) la géométrie de la fracture.

La connaissance de la géométrie précise d'une fracture n'est pas chose aisée, du fait que la fracture en elle-même n'existe que par les deux surfaces qui la délimitent. Par conséquent, l'ouverture peut difficilement être mesurée directement étant donné que la fracture doit être la plupart du temps « ouverte » pour analyser la géométrie de ses parois

(Berkowitz, 2002). Il s'agit d'une structure tridimensionnelle complexe qui doit être décrite quantitativement pour pouvoir y calculer un écoulement. De nombreux travaux sont disponibles dans la bibliographie à propos de la quantification de la géométrie des parois qui délimitent une fracture. Les différentes techniques qui existent sont synthétisées dans le paragraphe suivant.

3.1 Synthèse des techniques de mesure de la topographie des surfaces

3.1.1 Les méthodes de mesure avec contact

Les mesures se font suivant des profils rectilignes par enregistrement, à intervalles réguliers, de la hauteur des discontinuités de la surface à mesurer. Les résultats sont donc des profils bidimensionnels (x,z) et la surface tridimensionnelle peut être partiellement reconstituée à partir de plusieurs profils parallèles, en interpolant les hauteurs entre chaque profil. Le principe de la mesure est le déplacement d'un stylet (aussi appelé palpeur) dans une direction rectiligne, le profil, et dont les déplacements verticaux engendrés par les variations de la topographie de la surface sont enregistrés à chaque point de mesure d'abscisse x. La distance entre deux points de mesure successifs définit le pas d'échantillonnage et dépend de l'appareil de mesure.

Ce type de mesure peut être réalisé par deux types d'instruments :

- les profilographes mécaniques, qui ne possèdent une bonne résolution que suivant la direction verticale (Isakov et al., 2001) et qui sont des appareils lents. Certains de ces modèles peuvent fonctionner sur le terrain (Kecili-Laouafa, 1998);
- les rugosimètres 2D/3D, dans lesquels la surface à analyser est montée sur une table à déplacements. La résolution de cette technique est généralement de l'ordre de 0,01 mm en mesure horizontale et verticale et de 0,03 mm en précision horizontale et verticale. Le temps d'acquisition des données morphologiques est relativement long (20 minutes pour numériser un profil de 10 cm de long avec un pas de 0,5 mm).

3.1.2 Les méthodes de mesures sans contact

Les méthodes de mesure sans contact sont basées sur le principe de l'acquisition optique de la topographie d'une surface. Elles présentent l'avantage de ne pas endommager cette dernière et surtout de réaliser les mesures automatiquement sur l'ensemble de la surface à numériser avec une vitesse bien supérieure aux mesures mécaniques. Les principales mesures optiques sont :

- la profilométrie ou rugosimétrie Laser, dont la précision lors des premiers essais (Brillet et Marsac, 1985 ; Bertuzzi et al., 1990) était insuffisante mais qui est maintenant au point (Huang et Bradford, 1990 ; Frede et Gäth, 1995 ; Weisbrod et Nativ, 1998).
- la profilométrie par ombrage, basé sur le principe que l'intersection à 90° d'un plan et d'une surface rugueuse 3D produit une ligne irrégulière qui est un profil 2D de la rugosité (Maerz et al., 1990 ; Boffa et al., 1999, 2000). La précision de la technique est estimée à $\pm 5\%$ de la dimension des aspérités.

- la photogrammétrie, qui consiste à prendre des images de l'objet d'étude depuis deux points d'observation légèrement décalés dans l'espace. Les deux clichés, appelés couple stéréoscopique, possèdent une zone de recouvrement sur laquelle il est possible de réaliser des mesures tridimensionnelles grâce au phénomène de vision stéréoscopique. Cette technique a été jugée valide pour mesurer la topographie de surfaces de sols inférieures au mètre carré par Merel et Farres (1998) et a été utilisée par Touze-Foltz (2001) pour étudier la géométrie des plis d'une géomembrane posée sur planche d'essais, d'une surface de 56 m².
- la topométrie 3D par triangulation optique et projection de frange, qui consiste à projeter un faisceau de lumière sur la surface du sol. La lumière laser réfléchi, déformée par la topographie, est convertie numériquement en données de relief (Huang et Bradford, 1992 ; Weisbrod et Nativ, 1998 ; Wilson et al., 2001). La numérisation d'une surface de 1 m × 1 m, avec un pas de mesure de 0,5 mm et une largeur entre les profils de 5 mm se fait en 1h30. Cette technique est cependant peu répandue et très coûteuse.
- la stéréo-photométrie, dont le principe est de prendre plusieurs images d'une partie ou de l'ensemble de la surface à mesurer depuis une même position mais sous des éclairages incidents différents (Cho et Minamitani, 1993 ; Hansson et Johansson, 2000 ; Ukida et Konishi, 2001 ; Okatani et Deguchi, 2001). Les sources d'erreur des données recueillies sont dues aux ombres qui se chevauchent et à l'éclairage inégal de la surface.

Pour conclure, les méthodes de mesure de la topographie des surfaces sans contact semblent donc plus performantes que les méthodes avec contact, car elles sont plus précises, plus rapides et non-destructives pour les surfaces analysées. Nous avons retenu parmi celles-ci la technique de rugosimétrie laser car elle répond à nos exigences en termes de précision de mesure et de temps d'acquisition.

3.2 Structure de l'espace de la fracture

La géométrie du vide de la fracture est une structure tridimensionnelle complexe (Aydin, 2001), qui doit pouvoir être décrite avec précision pour quantifier le flux. Les données recueillies par l'une des méthodes de mesure citées peuvent être exploitées de diverses façons. De nombreux travaux ont étudiés les données d'ouverture (Brown et Scholtz, 1985 ; Pyrak-Nolte et al., 1988) ou les zones de contact des fractures (Mourzenko et al., 1996 ; Oron et Berkowitz, 1998) d'un point de vue statistique. Ces travaux se sont basés sur des géométries qui ont été identifiées à partir de répliques transparentes de fractures (Persoff et Pruess, 1995), sur des images obtenues par tomographie rayons X (Johns et al., 1993), de moulages de métal (Pyrak-Nolte et al., 1992), sur des cartes de distribution des ouvertures générées en utilisant des fractales (Thompson et Brown, 1991, Thompson, 1991) ou des statistiques (Tsang et Tsang, 1989), enfin sur des descriptions de surfaces (Gentier, 1986).

Cependant, nous avons choisi d'adopter dans le cadre de l'étude des transferts dans les interfaces d'étanchéité composite une approche déterministe : nous allons travailler sur des données d'ouvertures mesurées point par point dans le plan de l'interface et non pas en considérant une certaine distribution statistique des valeurs d'ouverture. Nous tenterons ensuite de simuler l'écoulement de façon numérique dans les géométries spécifiquement obtenues.

Par conséquent, bon nombre de travaux sur les écoulements dans des fractures ne seront pas utiles pour notre approche, car beaucoup se basent sur une loi de distribution gaussienne ou log-normale pour les ouvertures, voir sur des propriétés géométriques fractales, mises en évidence à partir de mesures et d'analyses de profils de surfaces de fractures naturelles (Thompson et Brown, 1991, Bonnet et al., 2001).

Les parois d'une fracture naturelle possèdent des propriétés particulières, qui sont caractérisées d'une part par l'existence d'une longueur de corrélation mise en évidence expérimentalement par Brown et Scholz (1985), Gentier (1986) et Brown (1987), d'autre part par une distribution de fréquences d'ouverture particulière, suivant une loi log-normale (Evans et Huang, 1983 ; Gentier, 1986 ; Gale, 1987 ; Hakami, 1988 ; Hakami, 1995). Enfin, certains auteurs (Moreno et al., 1988) envisagent la possibilité d'une nature fractale des ouvertures de la fracture car la longueur de corrélation spatiale augmente en même temps que l'échelle d'observation est élargie.

L'examen du profil ou de la surface d'une fracture naturelle met en évidence d'autres propriétés particulières : lorsque l'on observe les variations de hauteur, la taille des reliefs de la paroi augmente avec la longueur de la fracture observée, selon une loi de puissance (Maloy et al., 1992 ; Auradou, 1999 ; Drazer et Koplik, 2002). Par conséquent, la surface des parois des fractures naturelles possède donc des propriétés auto-affines.

L'interface d'un système d'étanchéité composite possède t'elle ces propriétés géométriques particulières ?

Une interface de dispositif d'étanchéité est composée d'une surface en partie naturelle (donc ne comprenant pas d'organisation spatiale) et en partie marquée par des traces d'engins de chantier (traces de pneu, de chenille, fortement structurées). L'étude statistique de Marc (2001) sur ce type de surface a montré qu'il s'agissait d'une surface ni réellement organisée ni aléatoire. Elle ne possède pas les particularités qui ont été constatées sur les fractures naturelles.

Concernant l'auto-affinité, considérons indépendamment les deux surfaces délimitant l'interface. La géomembrane est un produit quasi-lisse, la hauteur du relief maximal ayant été mesurée sur une géomembrane PEHD par Dove (1996) ne dépassant pas 1,6 μm . Les études de la dimension fractale de profils de géomembranes PEHD lisses menées par Vallejo et Zhou (1995) indiquent une dimension fractale D de 1,001 aussi bien dans la direction de production des lés que dans la direction perpendiculaire. On ne peut donc pas parler de rugosité de la géomembrane. Les variations de topographies sont à une échelle beaucoup plus grande (décimétrique à plurimétrique) et liées au plissement du matériau. Etant donné que ces plissements n'existent pas à plus petite échelle d'observation, la géomembrane ne constitue pas une surface possédant des propriétés d'auto affinité.

Voyons maintenant la surface de l'argile compactée: les engins laissent à la surface du sol des traces régulières correspondant aux motifs géométriques des pneus (en partie périodiques). Ces empreintes géométriques ont une morphologie qui ne correspond absolument pas à la topographie de la rugosité du sol à plus petite échelle. Si les aspérités de la surface du sol n'ont pas une forme constante suivant l'échelle d'observation et que les processus d'écoulement possèdent une échelle caractéristique, la surface du sol compacté n'est assurément pas une surface possédant des propriétés auto-affines.

L'interface résultant du rapprochement et de la mise en contact locale de ces deux surfaces non auto-affines est donc une géométrie qui n'est pas auto-affine non plus, à la différence des fractures. Ce fait est important car bon nombre d'études récentes sur les écoulements dans les fractures se basent sur leur auto-affinité et nous pouvons donc mettre en doute la validité de tels modèles appliqués aux géométries des interfaces d'étanchéité composite.

Etant donné que la majorité des travaux bibliographiques se basent sur l'une ou l'autre des propriétés particulières des ouvertures des fractures, nous devons être vigilants sur la possibilité d'adapter les modèles développés au cas de l'interface, qui ne présente pas ces caractéristiques.

3.3 Démarche adoptée

Dans le cas de l'écoulement dans une étanchéité composite, les réactions chimiques entre le fluide et la géomembrane et le sol compacté sont négligées. Le transport par diffusion, étudié par exemple dans Neretnieks (1983), est négligé également dans notre démarche, car la barrière minérale d'un mètre d'épaisseur est peu sensible à ce phénomène. D'autre part, nous nous intéressons à l'écoulement du fluide, c'est à dire au transport advectif et non au transfert des éléments contaminant du lixiviat, donc seul le phénomène d'écoulement concerne ce travail de thèse.

L'écoulement dans l'interface peut être assimilé à un écoulement dans une fracture en milieu poreux, l'interface représentant la fracture et la barrière d'argile compactée représentant le milieu poreux.

Les modèles permettant de calculer les transferts couplés dans une fracture et dans le milieu poreux bordant ses parois sont complexes. C'est pourquoi nous avons procédé dans la présentation des modèles à une simplification qui consiste à découpler l'écoulement dans la fracture du transport dans le milieu poreux.

Les modèles traitant du flux dans une fracture seule sont donc présentés tout au long du paragraphe 4. Le modèle le plus simple pour appréhender ces questions d'écoulement étant de considérer la fracture comme deux plans parallèles, la loi cubique est la première approche mentionnée. Le degré de complexité supplémentaire, basé sur l'équation de Reynolds et l'hypothèse de lubrification hydrodynamique, est présenté par la suite.

La cinquième partie présente les limites de validité de ces modèles simples et le sixième paragraphe présente des outils de modélisation plus complexes, toujours pour une fracture seule.

La partie 7 présente d'autres modèles qui permettent de coupler les écoulements dans une fracture avec le transport vers le milieu poreux contigu. Parmi ceux-ci, celui retenu pour modéliser l'écoulement complexe dans un dispositif d'étanchéité composite est détaillé dans le paragraphe 8, ainsi que la démarche suivie pour le choix des paramètres adoptés.

D'une façon générale, ce chapitre souligne le fait qu'il n'existe pas pour l'instant de modèle global adopté par l'ensemble de la communauté des personnes qui travaillent sur la

problématique des flux dans les fractures ou les milieux poreux fracturés. Une multitude d'approches existe, chacune déclare parvenir à quantifier les écoulements et souligne ses avantages, son degré de précision mais aussi ses conditions d'utilisation. Il est déjà difficile d'évaluer la validité de ces modèles dans l'absolu, la tâche se complique encore lorsque nous essayons d'estimer la possibilité d'utiliser ces outils pour l'application particulière qui est la nôtre.

4. Approches simples de la modélisation de l'écoulement dans les fractures rocheuses

4.1 Discussion sur la validité de la loi cubique et de la LCL pour le calcul des flux dans les fractures rugueuses

La représentation des parois de la fracture par deux plans parallèles (cf. Figure II-3) est le modèle qui a été utilisé en premier, car il est la représentation simple qui vient naturellement à l'esprit lorsque la quantification du débit dans un plan de fracture est recherchée. D'ailleurs, c'est bien ce modèle basé sur la loi cubique qui a été utilisé pour établir les solutions analytiques de flux dans une interface à partir d'un défaut dans la géomembrane, qui ont été présentées dans le second chapitre.

La loi cubique locale (LCL) considère quant à elle non plus une valeur unique d'ouverture pour la fracture mais que la loi cubique est valable si on l'applique pour chaque valeur d'ouverture du plan de fracture, sur une zone très limitée aux alentours de la valeur d'ouverture.

Les premières tentatives de prédiction de flux à partir de la mesure des ouvertures de la fracture et en employant la loi cubique n'ont pas été concluantes (Iway, 1976; Witherspoon et al., 1980; Moreno et al., 1988; Nicholl et al., 1999), en raison des effets de la rugosité de surface des fractures et des variations d'ouverture sur l'écoulement, phénomènes qui ne peuvent pas être pris en compte par la loi cubique.

Des travaux postérieurs ont tenté d'améliorer la correspondance entre les flux modélisés utilisant les ouvertures mesurées dans la loi cubique et les écoulements observés, soit par l'emploi de différentes définitions de l'ouverture (Neuzil et Tracy, 1981; Brown, 1987; Hakami et Barton, 1990; Tsang et Tsang, 1990; Zimmerman et al., 1991; Renshaw, 1995; Nicholl et al., 1999; Méheust et Schmittbuhl, 2001) soit en appliquant un facteur de correction incorporant des informations supplémentaires sur la fracture (Patir et Cheng, 1978; Walsh, 1981; Zimmerman et al., 1991; Gutfraind et Hansen, 1995). Les tentatives de modélisation de la dispersion de contaminant et de prise en compte précise de la tortuosité du flux causé par la rugosité de la fracture ont conduit au développement d'approches telles que le modèle du cheminement préférentiel ou de la loi cubique locale (LCL), incluant les ondulations de la surface de fracture (Nicholl et al., 1999; Brush et Thomson, 2003).

Bien que la connaissance du comportement de l'écoulement monophasique au sein de fractures irrégulières ait grandement progressé au cours des dernières années, la plupart des conclusions tirées restent discutables. Par exemple, les comparaisons du flux dans une fracture unique avec celui simulé par LCL, qui est supposé représenter le comportement de l'écoulement réel dans les travaux de Tsang et Tsang (1990), pourrait être erroné en raison d'une surestimation potentielle du débit réel par la LCL (Hakami et Larsson, 1996; Nicholl et al., 1999; Renshaw et al., 2000). D'autres erreurs sont introduites par l'utilisation de modèles simplificateurs (Glass et al., 1991; Mourzenko et al., 1995; Oron et Berkowitz, 1998; Yeo et

al., 1998 ; Chae et al., 2003). Une source d'erreur simple est la définition de l'ouverture. Par exemple, les ouvertures peuvent être définies comme la distance séparant les surfaces orientée suivant une direction globale (dite séparation verticale) ou comme la distance séparant les surfaces orientée perpendiculairement à la direction locale de la fracture (dite séparation perpendiculaire), qui varie avec la rugosité (Mourzenko et al., 1995 ; Ge, 1997 ; Oron et Berkowitz, 1998).

Il est reconnu maintenant que les forces d'inertie deviennent significatives et que la loi cubique ne modélise plus correctement le flux quand la rugosité de surface et/ou le nombre de Reynolds augmente (Glass et al., 1991 ; Zimmerman et al., 1991, Brown et al., 1995 ; Hakami et Larsson, 1996, Ge, 1997 ; Yeo et al., 1998 ; Nicholl et al., 1999 ; Brush et Thomson, 2003). Le gradient de vitesse perpendiculaire au plan de fracture à proximité de la paroi rugueuse pourrait être moins raide que le profil parabolique prédit par la loi cubique (Brush et Thomson, 2003). La forme du profil de vitesse s'écarte du cas idéal près des surfaces de fractures convergentes ou divergentes, ou lorsqu'une accélération différentielle du fluide est générée par des modification brutales de la direction de la fracture (Brown et al., 1995 ; Brush et Thomson, 2003).

Dans un récent travail de synthèse, Konzuk et Kueper (2004) ont évalué la validité des approches basées sur la loi cubique. En effet, de très nombreuses études ont analysé les modifications que l'on peut apporter à la loi cubique pour que celle-ci puisse tenir compte de la géométrie irrégulière des parois et de leur contact éventuel. Les démarches les plus courantes sont celles qui ont tenté de modifier la définition de l'ouverture (Neuzil et Tracy, 1981; Tsang, 1984; Brown, 1987; Hakami et Barton, 1990; Tsang et Tsang, 1990; Unger et Mase, 1993; Renshaw, 1995). Le reste des méthodes proposées peut incorporer d'autres informations sur la fracture, telle que la surface de contact (Walsh, 1981), la tortuosité de l'écoulement (Walsh et Brace, 1984), ou des pertes de charge liées à la rugosité (Witherspoon et al., 1980; Zimmerman et al., 1991; Gutfraind et Hansen, 1995).

Les débits prédits en utilisant les différentes modifications de la loi cubique ont été comparées aux flux mesurés de façon à vérifier leur fiabilité. Les approches basées sur les définitions de l'ouverture suivantes ont été analysés par Konzuk et Kueper (2004) :

- la moyenne arithmétique (Brown, 1987)
- la moyenne géométrique (Tsang et Tsang, 1990; Unger et Mase, 1993)
- la moyenne harmonique (Unger et Mase, 1993)
- la moyenne des volumes moyennés (Hakami et Barton, 1990)
- ainsi que les moyennes d'expressions particulières à utiliser données par Tsang et Witherspoon (1981) et Zimmerman et al. (1991).

D'autres facteurs additionnels décrivant la fracture et employés pour modifier la valeur d'ouverture fournie à la loi cubique ont été étudiés : les facteur de contact (Walsh, 1981) et les facteurs de rugosité décrits dans les travaux de Zimmerman et al. (1991) et Gutfraind et Hansen (1995).

Enfin, la validité de loi cubique locale, d'une forme modifiée donnée par Brush et Thomson (2003) et des deux modèles de flux canalisé décrits dans le paragraphe 6 (ceux de

Neuzil et Tracy, 1981 et de Tsang et Tsang, 1987) ont aussi été étudiées dans le travail de Konzuk et Kueper (2004).

Les résultats de cette étude montrent que parmi tous les modèles proposant une modification de la définition de l'ouverture à employer dans la loi cubique, ceux qui se basent sur une moyenne géométrique des données d'ouverture et sur l'inclusion de facteurs de rugosité peuvent fournir une quantification des débits raisonnables, avec une erreur de l'ordre de 10% comparé au flux mesuré, lorsque le nombre de Reynolds caractérisant le régime d'écoulement est inférieur à 1. L'estimation de la validité des modèles de flux canalisé a démontré que ces modèles anciens ne quantifient pas correctement le flux. La LCL sous sa forme classique surestime le débit réel d'un facteur supérieur à 2 et les modèles modifiant la LCL n'apportent que peu d'amélioration, résultat qui est en accord avec les conclusions des travaux de Hakami et Larsson (1996), Yeo et al. (1998), Nicholl et al. (1999). Brush et Thomson (2003) ont au contraire conclu que la LCL est valide pour quantifier le flux dans une fracture irrégulière, sous certaines conditions géométriques et cinématiques, nécessitant en particulier un écoulement en régime laminaire.

4.2 Équation de Reynolds et hypothèse de la lubrification hydrodynamique

Sous certaines conditions, il est possible d'introduire un certain niveau de discontinuité dans l'ouverture du plan de fracture en évitant la résolution fastidieuse des équations de Navier-Stokes (eq. II-1). L'équation de Reynolds, que nous allons présenter, en est une solution simplifiée qui est censée prendre en compte la rugosité des parois de la fracture.

Nous avons vu que considérer la fracture ou l'interface comme deux plans parallèles d'ouverture constante permet le calcul de solutions explicites mais n'est pas adapté pour représenter de façon réaliste la géométrie. On peut introduire un certain degré de variation géométrique des parois, suivant deux cas distincts qui sont tous deux caractérisés par l'existence d'un paramètre ε (Adler et Thovert, 1999), comme indiqué à la figure III-5.

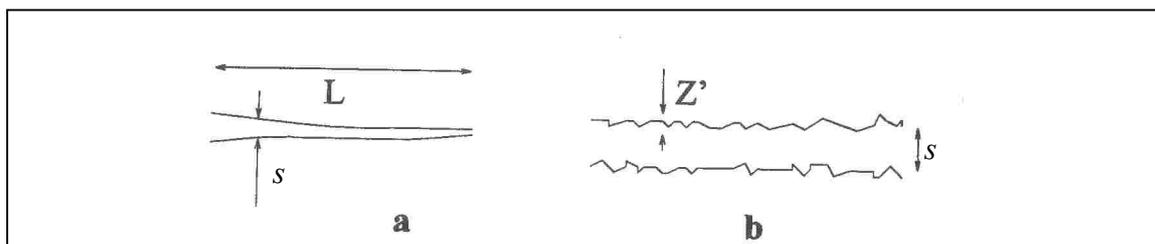


Figure III-5: Cas d'application de la simplification de la lubrification (d'après Thovert et Adler, 1999).

Dans le premier cas, les variations longitudinales sont très faibles comparées aux variations transversales (cas *a* de la figure III-5); il peut se produire une réduction significative de la largeur du canal, mais ceci intervient sur une distance caractéristique L qui vérifie :

$$L \gg s \quad \text{soit } \varepsilon = \frac{s}{L} \ll 1 \quad (\text{III-1})$$

Le second type d'approximation (cas *b* de la figure III-5); correspond à des amplitudes d'oscillation des parois Z' très petites par rapport à l'ouverture moyenne du canal s

$$s) \gg Z' \text{ soit } \varepsilon = \frac{Z'}{s} \ll 1 \quad (\text{III-2})$$

Considérons que la fracture n'est plus constituée de deux plans parallèles et lisses comme sur la figure II-3 mais que la topographie des parois de la fracture varie faiblement dans le plan de fracture (pentes faibles), que les résultats pour deux plans parallèles sont valables localement (eq. II-18 et II-19) et que la conservation de la masse est assurée. Brown (1989) rappelle l'équation de Reynolds qui s'écrit en deux dimensions:

$$\nabla(s^3 \nabla P) = 0 \quad (\text{III-3})$$

$$\text{ou } \frac{\partial}{\partial x} \left(s^3(x, y) \frac{\partial P}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(s^3(x, y) \frac{\partial P}{\partial y} \right) = 0 \quad (\text{III-4})$$

avec s l'ouverture et P la pression

Les hypothèses qui permettent les simplifications aboutissant à l'équation de Reynolds sont appelées approximations de lubrification hydrodynamique (Pinkus et Sternlicht, 1961; Zimmerman et al., 1991). Cette équation différentielle partielle possède en soi une dépendance cubique par rapport à l'ouverture mais celle-ci est traitée en tant que fonction de la position dans la plan de fracture. Cette équation est considérée valable pour décrire les effets de la rugosité des surfaces sur l'écoulement d'un fluide (Brown, 1987) dans une fracture à condition que les variations de topographie des parois soient conformes aux cas de la figure III-5.

De très nombreux auteurs ont cherché à tester la validité de l'équation de Reynolds. Ils sont confrontés au fait qu'il est difficile d'estimer analytiquement la validité de cette approximation car peu de comparaisons quantitatives sont accessibles. Zimmerman et al. (1991) ont utilisé un modèle d'ouverture sinusoïdale pour la fracture et ont conclu que les prédictions de l'écoulement moyen basées sur l'équation de Reynolds ne varient pas de plus de 10 % à condition que la longueur d'onde des oscillations d'ouverture excède 5 fois l'écart type du profil de distribution des hauteurs de la fracture.

Pour le cas spécifique d'une fracture d'ouverture $s(x) = s_0 - \beta \cos\left(\frac{2\pi x}{\lambda}\right)$ variant suivant x de manière sinusoïdale décrite par une amplitude β et une longueur d'onde λ , l'équation de Reynolds admet la solution suivante :

$$\frac{k}{k_0} = \frac{2 \left(1 - \left(\frac{\beta}{s_0} \right)^2 \right)^{\frac{5}{2}}}{2 + \left(\frac{\beta}{s_0} \right)^2} \quad (\text{III-5})$$

avec k la conductivité hydraulique de la fracture et $k_0 = \frac{l \times s_0^3}{12\eta}$ la conductivité hydraulique de la fracture plans-parallèles d'ouverture s_0 .

Dans d'autres études analytiques, Zimmerman et Bodvarson (1996) et Ge (1997) confirment que l'équation de Reynolds est appropriée pour quantifier l'écoulement dans une fracture à de faibles nombres de Reynolds et donc pour un écoulement laminaire, à condition que l'ouverture moyenne et la variance soient significativement inférieures à la longueur de corrélation spatiale des ouvertures de la fracture.

Brown (1987) a étudié numériquement le flux d'un liquide entre les parois d'une fracture rugueuse en utilisant l'équation de Reynolds et un modèle fractal de la topographie des parois. Ses résultats montrent que l'utilisation de l'ouverture moyenne $\langle d \rangle$ surestime systématiquement le flux et s'écarte de l'estimation donnée par la loi cubique lorsque la séparation des parois diminue. Il conclut qu'une application de l'équation de Reynolds sous cette forme semble très réduite.

Méheust et Schmidtbuhl (2001) ont réalisé une étude numérique du comportement hydraulique d'une fracture rugueuse sans contact entre les parois, en s'appuyant sur la théorie de la lubrification hydrodynamique. Les surfaces sont auto-affines avec un exposant de rugosité de 0,8. Leur modèle se base également sur l'hypothèse d'un écoulement lent où les forces de viscosité dominent sur les forces d'inertie (vitesse horizontale du fluide de l'ordre de 1 mm par minute). Les auteurs ont montré l'influence de l'orientation du gradient de pression par rapport à la géométrie de la fracture : une fracture peut inhiber ou au contraire faciliter les écoulements suivant l'orientation du gradient de pression par rapport à sa géométrie. La réponse hydraulique d'une fracture est donc anisotrope.

Mourzenko et al. (1995) ont donné des résultats systématiques de simulations numériques basées sur les équations de Reynolds en deux dimensions et de Stokes en trois dimensions appliquées à une même fracture, ce qui a permis leur comparaison. La fracture est décrite par une densité de probabilité du profil des hauteurs et par une fonction de corrélation (gaussienne ou auto-affine). En considérant la solution de l'équation de Stokes comme référence, il ressort de l'étude que l'équation de Reynolds basée sur une ouverture $\langle b \rangle$ surestime la perméabilité d'un facteur supérieur à 2 pour certaines configurations géométriques des parois, autant pour des fonctions de corrélations gaussiennes qu'auto-affines. L'utilisation dans l'équation de Reynolds d'une meilleure estimation de la distance locale entre les deux surfaces, qui peut se faire par exemple en utilisant la méthode de la sphère de diamètre maximal entrant dans la fracture permet de meilleurs résultats, mais la conclusion finale est que les fractures réelles demeurent bien plus complexes que les représentations utilisées.

Hasegawa et Izuchi (1983) ont étudié l'écoulement permanent d'un fluide à travers un canal constitué d'une paroi plane et d'une paroi ondulée périodiquement et ont obtenu une formule générale valable pour calculer le flux volumique à condition que le rapport entre l'ouverture moyenne du canal et la période de la paroi ondulée soit faible. Cependant, cette solution approchée n'est valable que pour un canal en deux dimensions et en considérant que la géométrie sinusoïdale de la paroi représente l'unique (et dominante) longueur d'onde de la rugosité, ce qui n'est pas représentatif d'une fracture réelle. Ge (1997) a tenté d'utiliser deux géométries de fractures plus proches de la réalité, c'est-à-dire incorporant une rugosité et une tortuosité du plan de fracture prises en compte dans l'équation de Reynolds. Les cas étudiés dans ses travaux sont ceux d'un écoulement dans une fracture plane de parois non-parallèles et d'un écoulement dans une fracture aux parois parallèles et sinusoïdales.

Dans une étude similaire, Brown et al. (1995) se sont eux aussi intéressés à l'application de l'équation de Reynolds pour la modélisation d'un écoulement entre des surfaces rugueuses. Leurs études portent sur des canaux sinusoïdaux dont ils font varier l'amplitude, la fréquence et la phase des ondulations des parois. Le mouvement du flux est modélisé par une approche de « gaz sur réseau », qui sera décrite par la suite.

L'équation de Reynolds se révèle insuffisante pour la quantification précise du débit dans une interface d'étanchéité composite car celle-ci possède des caractéristiques qui situent le flux hors de la zone de validité des modèles présentés dans cette partie. Les paramètres influençant l'écoulement et qui constituent les limites de validité des modèles basés sur la loi cubique ou la lubrification hydrodynamique sont présentés dans le paragraphe suivant.

5. Etude des paramètres influençant l'écoulement dans une fracture rocheuse

5.1 Cheminement d'écoulement préférentiel

Le concept de cheminement préférentiel se réfère à l'existence de passages dans le plan de fracture, empruntés préférentiellement par le fluide et qui produisent la majeure partie du débit. Les observations expérimentales et les études théoriques menées au cours des 15 dernières années ont montré que ce phénomène est courant dans les roches fracturées (Tsang et Neretnieks, 1998). Dans une fracture seule, le cheminement préférentiel est concentré dans les zones ouvertes du plan de fracture. L'écoulement est concentré le long de chemins tortueux de faible résistance hydraulique, comme l'illustre la figure III-6. Les travaux numériques récents de Jang et al. (2002) permettent de comparer, dans le plan d'une fracture simulée, la distribution des vecteurs de débits (flèches dont la longueur est proportionnelle au débit) au champ d'ouverture de la fracture également représenté (zones sombres et zones claires).

On observe sur la figure III-6 que les débits les plus importants correspondent principalement aux zones claires de forte ouverture et se trouvent ainsi concentrés dans quelques zones majeures organisées en canaux, suggérant ainsi un écoulement de type cheminement préférentiel. Ce type d'observation est très similaire aux résultats présentés dans Tsang et al. (1991) et Matsuki et al. (1999).

Ce phénomène a aussi été mis en évidence par l'injection de traceurs dans des fractures naturelles. Des exemples sont donnés dans Abelin et al. (1994), Neretnieks (1993) et Murata et Saito (2003), et des tests de traceurs multiples ont été effectués dans la mine de Stripa (Suède). Les résultats montrent que les canaux préférentiels sont de 50 mm de largeur et correspondent en surface à seulement 5 à 20% du plan de fracture. Dahan et al. (1999) ont mesuré expérimentalement, sur une fracture naturelle instrumentée, que plus de 70% de l'écoulement était transmis à travers des zones ne représentant que moins de 20 % des ouvertures de la fracture, ce qui est cohérent avec les résultats précédents. Une étude détaillée des chemins d'écoulement a été réalisée au laboratoire par Brown et al. (1998) sur une réplique transparente de fracture rocheuse, en résine époxy. Les auteurs ont utilisé un procédé d'imagerie vidéo et de résonance magnétique nucléaire pour suivre l'évolution de la distribution des vitesses du fluide dans la fracture. Les observations mentionnent que les vitesses à différentes localisations du plan de fracture peuvent varier de plusieurs ordres de

grandeur, mais que la vitesse maximale n'est que cinq fois supérieure à la vitesse moyenne du fluide.

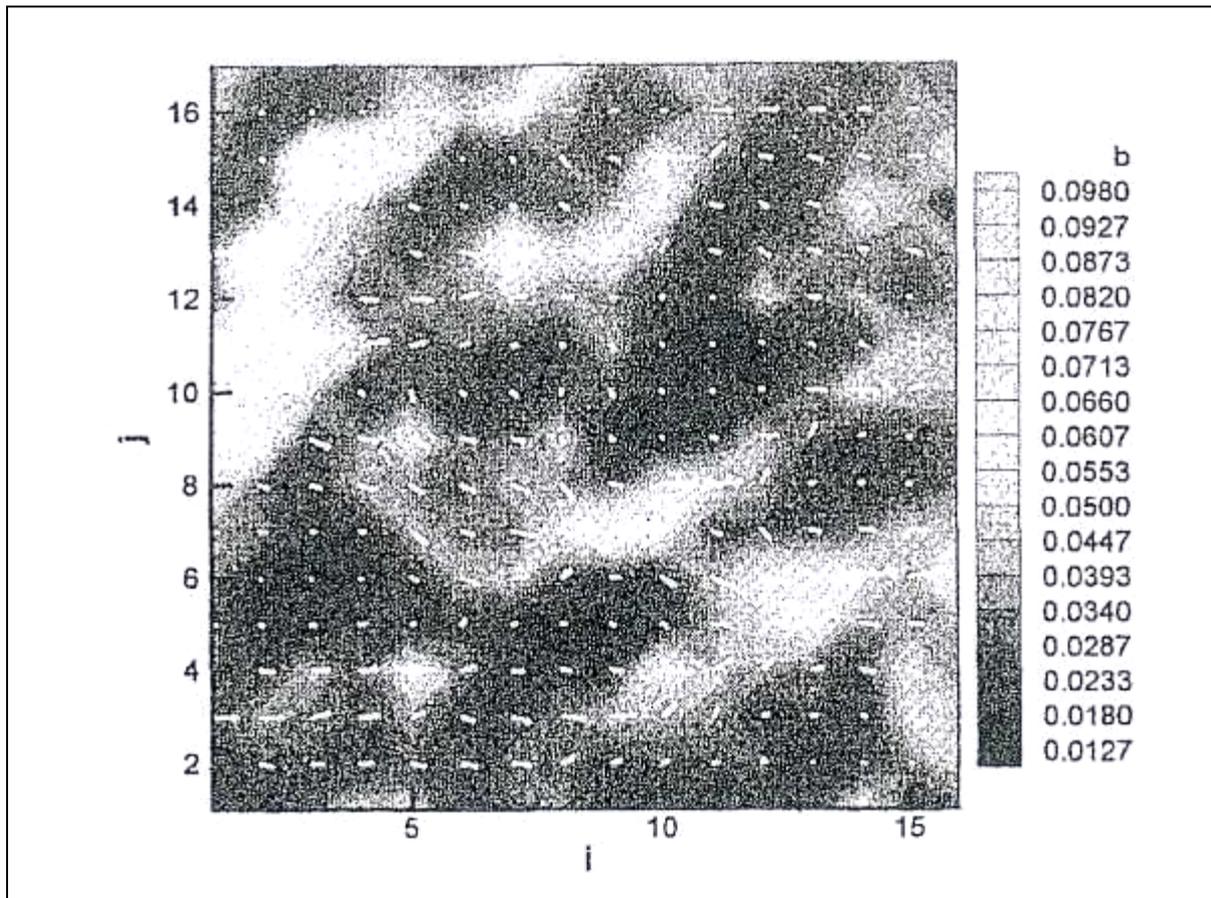


Figure III-6 : représentation des vecteurs de débit et des valeurs d'ouverture dans le plan d'une fracture simulée (d'après Jang et al. 2002)

Le phénomène de cheminement préférentiel a été aussi constaté sur des simulations numériques de transport dans des fractures d'ouvertures variables (Brown, 1987 ; Moreno et al., 1988 ; Tsang et Tsang, 1989 ; Nordqvist et al., 1992 ; Tsang, 1993 ; Therrien et Sudicky, 1996 ; Matsuki et al., 1999). Thompson (1991) a déduit de son étude numérique que l'effet de cheminement préférentiel est accru pour les fractures possédant une surface de contact supérieure à 10 %.

Dans la pratique, le concept de cheminement préférentiel demeure encore assez peu inclus dans l'interprétation des tests hydrauliques (Bodin et al., 2003). Beaucoup de modèles se basent encore sur la représentation de la fracture par des plans parallèles, alors qu'il est évident que cette simplification ne permet pas de décrire les phénomènes de flux naturels. C'est l'une des raisons pour laquelle les ouvertures de fracture « équivalentes » déduites des tests de traceurs sont généralement supérieures à celles déduites des essais hydrauliques (Tsang, 1992 ; Yeo et Zimmerman, 2001).

Certains auteurs (Walsh et al., 1997) ont appliqué la théorie de la percolation aux écoulements dans une fracture dont la moitié de la surface du plan de fracture est en contact. Cette théorie, issue des travaux de Berkowitz et Balberg (1993), ne sera pas présentée ici car nous ne l'avons pas retenue pour modéliser les flux dans les interfaces des dispositifs d'étanchéité.

Expérimentalement, le phénomène de cheminement préférentiel a été observé par de nombreux chercheurs au moyen de suivi optique d'un colorant dans une fracture transparente, par résonance magnétique nucléaire par Brown et al. (1998) et par tomographie scanner par Bertels et al. (2001).

Le phénomène de cheminement préférentiel a aussi été mis en évidence lorsque deux phases cohabitent et s'écoulent simultanément dans la fracture (Liu et Masliyah, 1998).

5.2 Influence de la tortuosité

L'écoulement d'un fluide dans une fracture décroît au fur et à mesure que les deux parois se rapprochent, pour deux raisons :

- les zones de plus faible ouverture de la fracture se ferment et deviennent ainsi impropres à la conduction de fluide. Dans le même temps, la surface de contact des deux parois s'accroît rapidement dès lors que la fracture se ferme partiellement.
- la tortuosité des chemins d'écoulement augmente en même temps que leur conductivité diminue.

Tsang (1984) a étudié les effets de la tortuosité du flux et a conclu qu'elle pouvait faire chuter le débit de fluide de plusieurs ordres de grandeur. L'effet de la tortuosité devient de plus en plus important avec une aire de contact de la fracture croissante. D'autre part, l'influence est plus grande quand il existe une grande proportion de faibles ouvertures, ce qui est le cas quand la distribution des ouvertures présente un pic dans les ouvertures de taille réduite.

Murata et Saito (2003) ont tenté d'estimer la tortuosité directement à partir d'essais expérimentaux et de simulations numériques en visualisant les lignes de flux dans diverses fractures possédant des propriétés fractales. Ils ont observé que les lignes d'écoulement évitent les zones de contact, et que les tortuosités mesurées augmentent significativement lorsque la proportion de zones de contact est plus importante.

5.3 Effets de l'anisotropie des surfaces de fracture sur l'écoulement

Thompson et Brown (1991) ont examiné les effets de l'anisotropie de la rugosité sur le transport de fluide dans les fractures. La topographie des parois est supposée être représentée par une géométrie fractale car les profils de surface le long d'une ligne dans le plan de la fracture décrivent des fonctions de densité spectrale en loi de puissance décroissantes de la même forme que les surfaces fractales. La méthode utilisée est la méthode de synthèse spectrale, modifiée pour y inclure l'anisotropie de rugosité.

Pour caractériser les propriétés de transport macroscopique, le flux est calculé dans le plan de fracture pour des conditions où les forces de viscosité diminuent en résolvant l'équation de Reynolds (III-18) pour la lubrification hydrodynamique

Les conclusions basées sur les résultats de simulations numériques montrent que les caractéristiques directionnelles des surfaces de la fracture ont une forte influence sur la

conduction du flux. Si les gradients hydrauliques sont parallèles à la direction des creux et des stries de la surface, la fracture a une aptitude accrue à conduire les fluides. Si les gradients hydrauliques sont orientés perpendiculairement à la rugosité des surfaces de fracture, l'écoulement de fluide est atténué.

Les propriétés directionnelles des surfaces contrôlent également la relation entre le débit et l'ouverture de la fracture. Au fur et à mesure que la distance de séparation des surfaces diminue et que les zones de contact augmentent, les fractures avec une rugosité longitudinale présentent une augmentation du débit par rapport aux débits obtenus au moyen de la loi cubique. Pour les fractures qui ont une rugosité de leur surface isotrope ou une rugosité transversale au flux, le débit décroît au fur et à mesure que la distance de séparation diminue.

5.4 Effets des pertes de charges locales

Nicholl et Detwiler (2001) considèrent que l'équation de Reynolds surestime la transmissivité locale parce que la physique de l'écoulement dans la région d'ouverture variable n'est pas correctement décrite. Ils proposent de vérifier la validité de cette affirmation à partir de simulations numériques et de données expérimentales existantes, en employant une forme modifiée de la formulation de l'équation de Reynolds de manière à accentuer les pertes de charge locales dans les régions où l'ouverture change.

Les résultats montrent un effet de cheminement préférentiel s'accroissant avec n , qui est un facteur empirique appliqué aux ouvertures. Pour de faibles n , le flux est détourné des régions de faibles ouvertures vers les canaux macroscopiques de fortes ouvertures.

Dans l'étude de Skjetne et al. (1999) où les auteurs analysent des écoulements rapides et lents dans des fractures auto-affines 2D, les champs de vecteurs vitesses indiquent des pertes de charge proportionnelles au nombre de Reynolds à la puissance $3/2$, pour le cas des écoulements où l'inertie est non-négligeable. Pour le cas d'écoulements darcien, aucune indication n'est fournie.

6. Modélisations complexes des écoulements dans une fracture seule

Les modèles qui sont basés sur l'équation de Reynolds sont d'application limitée puisqu'ils ne permettent pas de tenir compte des phénomènes de tortuosité, de cheminement préférentiel etc.. Pour se rapprocher de la nature réelle des écoulements dans une fracture, des modèles plus complexes ont été développés. Zhou (2001) a retenu trois types de conceptualisation des fractures dans la littérature actuelle sur le sujet:

- le modèle de la fracture-canal (channel model)
- le modèle de la fracture représentée par un milieu poreux bidimensionnel
- le modèle de la fracture d'ouverture variable suivant une seule direction.

Chacun de ces modèles présente des inconvénients: le modèle de la fracture-canal convient mieux à un écoulement monophasique que diphasique (Murphy et Thomson, 1993), le modèle du milieu poreux bidimensionnel utilisé pour simuler l'écoulement simultané de deux phases dans une fracture ignore certaines différences des caractéristiques d'une fracture et d'un milieu poreux. Enfin, le modèle de fracture d'ouverture variable suivant une direction a été initialement développé dans le contexte d'expérimentations de laboratoire (Neuzil et

Tracy 1981) et est étayé par des observations de terrain (Abelin et Bigersson, 1988, 1991), mais il s'agit d'une simplification géométrique qui demande à être vérifiée.

Nous présenterons dans ce chapitre les trois types de conceptualisation cités ci-dessus ainsi que d'autres modèles intéressants issus de la bibliographie qui constituent une avancée par rapports aux modèles de type Reynolds. Rappelons cependant que les outils des paragraphes qui suivent ne prennent pas en compte, « en l'état », le couplage du transport de la fracture vers le milieu poreux. Ceci ne signifie pas que l'addition du flux vers la matrice poreuse est impossible, mais l'incorporation du couplage dans les types de modèles qui suivent n'est apparue que récemment.

6.1 Modèle du flux canalisé dans des chemins d'écoulement préférentiels

En se basant sur les observations expérimentales du phénomène d'écoulement préférentiel Tsang et Tsang (1987) ont développé un modèle d'écoulement du fluide et de transport de soluté dans un milieu fracturé en termes de flux le long de canaux d'ouverture variables.

Le modèle suppose que l'écoulement de fluide se fait à travers un nombre limité de canaux tortueux qui se croisent. Ces canaux ont des ouvertures qui varient sur toute leur longueur et sont caractérisés par les paramètres suivants :

- la distribution de densité des ouvertures, qui donne la probabilité d'occurrence d'une valeur d'ouverture donnée ;
- la longueur et la largeur effective du canal ;
- la longueur de corrélation spatiale de l'ouverture.

Les canaux sont générés par méthode géostatistique dans le plan de la fracture. Implicitement, les chemins d'écoulement ne sont composés que de zones ouvertes, sans contact des deux parois de la fracture.

La distribution de densité d'ouverture $n(s)$ retenue dans le modèle de Tsang et Tsang (1987) est une fonction gamma centrée sur une valeur s_0 :

$$n(s) = \frac{1}{s_0^2} s.e^{-\frac{s}{s_0}} \quad (\text{III-6})$$

Lorsqu'une différence de pression est appliquée entre deux points, les chemins d'écoulement entre ces deux points peuvent être représentés par un certain nombre de canaux qui peuvent former des intersections en différents points.

Le modèle du flux canalisé cherche, à partir de la distribution d'ouvertures et de la longueur de corrélation de la fracture, à prédire la distribution des pressions à l'équilibre en régime permanent dans le milieu fracturé avec comme condition limite une pression maintenue constante.

Le modèle du canal d'ouverture variable a été utilisé pour l'analyse de la migration d'un traceur radioactif dans un aquifère fracturé dans l'étude de Park et al. (1997). Les

résultats des simulations de la distribution des pressions et des vecteurs d'écoulement montrent que la migration des radio-nucléides suit les chemins les moins résistants au flux, composés des plus grandes ouvertures. La réponse de sondes placées dans plusieurs forages est en accord avec la simulation de la migration par modèle du canal. Le phénomène de cheminement préférentiel a été identifié comme cause principale de la dispersion des éléments traceurs.

6.2 Modèle stochastique de flux et de transport dans une fracture bidimensionnelle

Moreno et al. (1988) précisent que ce modèle n'a pas pour but de calculer un flux moyen et d'étudier sa validité par rapport au cas de deux plans parallèles, mais porte l'attention sur les cas où le phénomène de cheminement préférentiel domine les écoulements dans la fracture, en se basant sur les résultats obtenus par Tsang et Tsang (1987).

Le modèle est dit stochastique car la longueur des canaux dans lesquels se fait l'écoulement est une variable stochastique : il s'agit d'une variable aléatoire indexée, fonction du temps et dont on connaît la loi de distribution.

La génération des ouvertures dans le plan de fracture est réalisée à partir du code COVAR et leur distribution est log-normale. Le calcul de l'écoulement de fluide à travers la fracture d'ouverture variable se fait pour une condition limite de pression constante: en se reportant à la figure III-7, la limite de gauche est maintenue à un potentiel supérieur P_1 et la limite de droite à un potentiel inférieur P_2 avec des conditions de flux nul imposées sur les limites supérieures et inférieures.

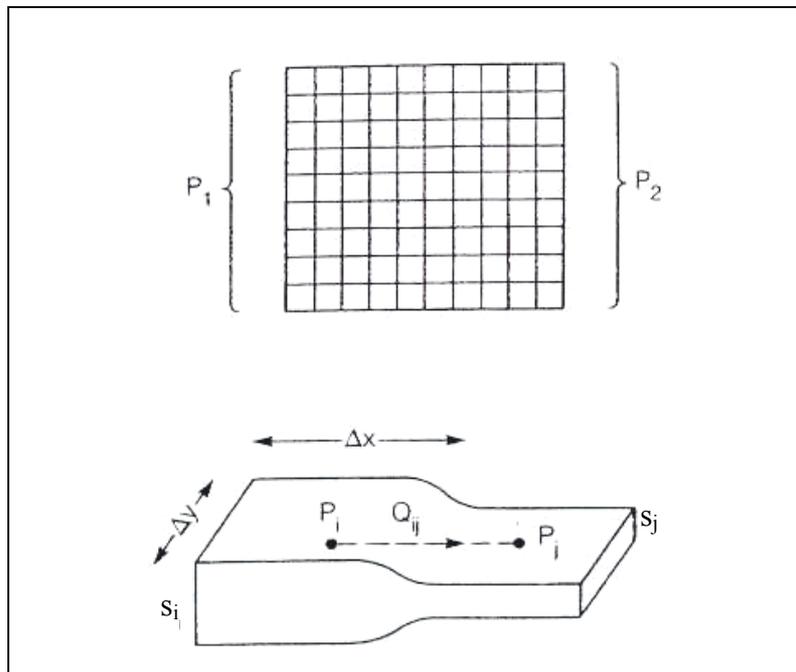


Figure III-7 : diagramme schématique du flux à travers une fracture simple avec des valeurs d'ouvertures assignées à des zones délimitées par le maillage (haut) et diagramme schématique de deux nœuds adjacents d'ouverture différente s_i et s_j (bas) (d'après Moreno et al. 1988)

Le flux volumique est exprimé par la loi cubique sous sa forme classique (eq II-17).

Si le flux volumique depuis le nœud i au nœud j est Q_{ij} , on peut écrire l'expression de la perte de pression entre les nœuds i et j :

$$P_i - P_j = \frac{Q_{ij}}{\frac{1}{12\mu} s_i^3 \Delta y \frac{2}{\Delta x}} + \frac{Q_{ij}}{\frac{1}{12\mu} s_j^3 \Delta y \frac{2}{\Delta x}} = Q_{ij} \left[6\mu \frac{\Delta x}{\Delta y} \left(\frac{1}{s_i^3} + \frac{1}{s_j^3} \right) \right] \quad (\text{III-7})$$

Excepté pour les nœuds des limites droites et gauches de la fracture, la pression à chaque nœud est l'inconnue à déterminer. La résolution de l'équation (III-7) et de l'équation de conservation de la masse fournit donc la pression à chaque nœud et le débit entre les nœuds adjacents est alors calculé en utilisant l'expression précédente.

Moreno et al. (1988) montrent l'importance du phénomène de cheminement préférentiel sur le transport du fluide. Les auteurs concluent aussi que la variance de la distribution des densités d'ouverture est le paramètre dont le rôle est prédominant sur le flux.

Pour des plans de fracture de dimensions restreintes, Neretnieks (1987) proposent de décrire le transport de fluide comme se faisant dans une série de canaux indépendants, mais pour des dimensions plus importantes, ces canaux ont une probabilité de se croiser beaucoup plus forte et un concept de réseau de canaux semble plus approprié. Moreno et Neretnieks (1993) et Gylling et al. (1999) ont développé dans ce but un modèle de réseau de canaux et son code de calcul associé (CHAN3D) qui constituent un outil pour la simulation de flux et de transport de particules dans un milieu fracturé.

Le modèle du réseau de canaux simule les écoulements préférentiels de plusieurs plans de fracture connectés dans l'espace et dépasse donc le cadre d'étude des écoulements dans une fracture seule, c'est pourquoi le modèle ne sera présenté que très brièvement.

Le modèle de Moreno et Neretnieks (1993) est fondé sur l'existence du phénomène de cheminement préférentiel dans les plans de fracture et néglige tout autre forme de transport. L'avantage de cette simplification a permis le développement d'un modèle simple qui ne nécessite pas d'identification physique précise des canaux. Toutes les propriétés des tronçons formant les canaux sont supposées avoir une nature stochastique. La transmissivité moyenne le long d'un tronçon et sa longueur définissent la conductance. C'est la seule entité nécessaire pour le calcul de l'écoulement à condition que la différence de pression aux extrémités du tronçon soit connue.

6.3 Modèle de fracture d'ouverture variable suivant une direction unique

Le modèle de Neuzil et Tracy (1981) conceptualise la fracture en considérant que les cheminements de l'écoulement peuvent être représentés par une ouverture variable dans la direction normale au flux mais avec une ouverture constante dans la direction du flux (figure III-8).

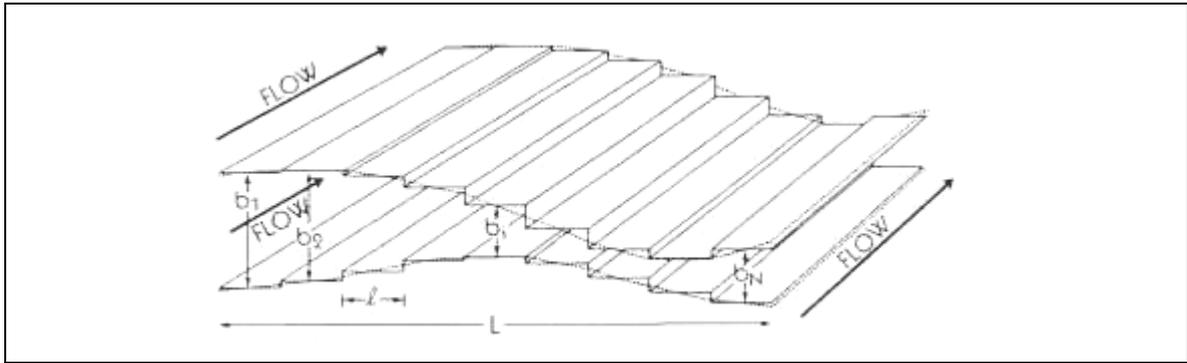


Figure III-8 : fracture d'ouverture variable dans la direction perpendiculaire au flux (d'après Neuzil et Tracy, 1981)

Les variations d'ouvertures normales à la direction du flux sont représentées par la distribution des ouvertures de la fracture. La fracture de la figure III-8 est discrétisée en N segments de longueur l normale au flux, chacun d'eux possédant généralement une ouverture différente des segments voisins. La longueur totale de l'ouverture normale au flux est notée L . Le débit à travers chaque segment Q_f est donné par la loi cubique, selon l'expression (II-17). Le débit total à travers la fracture discrétisée s'écrit comme la somme des flux dans chaque canal.

En introduisant $f(s)$ la fréquence de distribution des ouvertures normalisées, on arrive à une expression de la loi cubique modifiée :

$$Q_f = \frac{\rho g L}{12 \mu} \int_0^{\infty} s^3 f(s) ds \quad (\text{III-8})$$

Di Federico (1998) présente une approche simple de la dérivation de l'ouverture équivalente pour l'écoulement d'un fluide non-Newtonien dans une fracture d'ouverture variable. Il considère tout d'abord le cas où l'écoulement se fait parallèlement à des canaux d'ouverture constante, c'est à dire transversalement par rapport aux variations d'ouverture (cas équivalent au modèle de Neuzil et Tracy, 1981). Il considère ensuite le cas d'un écoulement perpendiculaire aux canaux d'ouverture constante, c'est à dire parallèle aux variations d'ouverture. Enfin, Di Federico étudie le flux dans une fracture caractérisée par une variation bidimensionnelle et isotrope des ouvertures. Il déduit que si la fracture est vue comme un puzzle aléatoire d'éléments dans lesquels le fluide s'écoule soit transversalement soit parallèlement aux variations d'ouvertures, le flux peut être approximé par une moyenne appropriée de ces écoulements.

Le modèle VAFM21 développé par Zhou (2001) est basé sur une fracture d'ouverture variable suivant une direction dans laquelle s'écoulent deux phases. La fracture est discrétisée en n segments ou canaux possédant une ouverture propre. Un modèle de plans parallèles représente chaque canal avec une certaine ouverture moyenne. Ces travaux ont permis d'obtenir les solutions analytiques des perméabilités relatives et des saturations des deux phases présentes dans la fracture.

6.4 Modèles bidimensionnel d'écoulement dans une fracture d'ouverture variable en 2D

Le modèle FRAC22 développé par Murphy et Thomson (1993) est digne d'intérêt car il concerne le flux biphasique d'air et d'eau dans une fracture discrète d'ouverture variable. FRAC22 est basé sur l'utilisation de la loi cubique locale, il considère que l'écoulement des deux phases fluides se fait entre deux plans parallèles lisses dans des sous régions d'ouverture constantes (définies par la discrétisation du plan de fracture par un maillage).

Le domaine de fracture est discrétisé en utilisant un maillage uniforme d'espacement Δl dans les directions x et y . A chaque maille (aussi appelée cellule) est assignée une valeur d'ouverture unique appliquée en son centre. La loi cubique est appliquée et jugée valide localement. Les relations de flux et de pression sont représentées numériquement par la méthode des volumes finis 5 points (chaque cellule P est entourée de 4 voisines notées N, S, E et W suivant les 4 directions respectives par rapport à P).

La simulation d'écoulement s'effectue par l'invasion successive des cellules suivant des règles basées sur la capillarité

Les résultats de simulations obtenus sur les processus d'écoulement dynamique des deux phases dans le domaine d'ouverture variable sont très proches des phénomènes observés sur les expériences de laboratoire ou les observations de terrain de fractures réelles.

Dans une autre étude plus récente, Vandersteen et al. (2003) ont représenté un plan de fracture réel par un réseau tridimensionnel de plans parallèles positionnés sur un maillage régulier. La loi cubique est supposée valide localement et un critère (basé sur la théorie de la percolation) fixe la valeur de pression capillaire nécessaire pour provoquer l'entrée du fluide dans une zone locale de fracture. Les différences relevées entre les perméabilités simulées et les données expérimentales sont inférieures à 15%.

6.5 Modélisation des écoulements dans les fractures par méthodes Gaz sur Réseaux

Il a été montré que les écoulements dans une fracture de géométrie complexe ne pouvaient pas être aisément résolus analytiquement, mais que des solutions du problème calculées numériquement sont disponibles. Les méthodes numériques employées sont basées essentiellement sur la discrétisation des équations (continuité, conservation de la masse, équation de Stokes) par méthode des différences finies ou des éléments finis, puis sur la résolution des équations résultantes. Si l'on désire tenir compte des effets de la rugosité des surfaces de la fracture, le maillage doit être très raffiné à proximité des parois de géométrie complexe et ceci requiert des calculs prohibitifs en temps et en ressources. Les méthodes Lattice Gas (LG), ou gaz sur réseau en français, présentées par la suite sont temporellement et spatialement discrètes, ne nécessitant que des règles locales pour la mise à jour de la simulation et sont réalisées par une série d'opérations logiques et simples. Les avancées techniques sur les moyens de calculs ont fait des méthodes LG des outils de calculs numériques particulièrement efficaces et appropriés aux études hydrodynamiques dans des environnements de limites complexes, tel que les écoulements dans les fractures.

6.5.1 Présentation du modèle gaz sur réseau

Un modèle LG permet de suivre l'évolution d'un ensemble de particules booléennes de masse unique (unitaire) qui se déplacent à la même vitesse (vecteur vitesse unitaire) de nœud en nœud sur un maillage régulier. Ces particules identiques s'entrechoquent suivant certaines règles qui conservent la masse et le mouvement. Le mouvement des particules, lorsqu'il est moyenné dans le temps et l'espace, obéit aux équations de Navier-Stokes pour l'écoulement d'un fluide (Rothman et Zaleski 1994). L'un des aspects les plus attractifs de l'approche LG pour modéliser les écoulements fluides tient dans la simplicité globale du système.

Physiquement, la méthode LG simule un comportement d'écoulement et de transport continu basé sur le mouvement des particules. Les règles qui guident le déplacement des particules étant appliquées uniformément à travers l'étendue du maillage, les nœuds aux limites n'ont pas besoin d'être traités différemment de ceux du domaine de l'écoulement. Contrairement aux autres méthodes numériques traditionnelles, il n'y a pas de surcharge de calcul associé aux nœuds limites du système, ce qui permet aux méthodes LG d'appréhender des problèmes de géométrie complexe. Un autre avantage de la technique LG est qu'elle ne requiert pas de point flottant arithmétique, par conséquent il n'y a pas d'erreur d'arrondi ou de troncature inhérente aux techniques différences ou éléments finis, et la stabilité numérique est inconditionnelle.

Il existe différents modèles LG suivant les configurations géométriques des nœuds. Il a été démontré que seuls les maillages triangulaires ou cubiques à faces hyper-centrées possèdent la symétrie nécessaire pour parvenir à un écoulement conforme à Navier-Stokes.

L'évolution du système d'un pas de temps au suivant se fait suivant des règles de propagation et de collision des particules et suivant des règles d'occupation des nœuds par les particules.

6.5.2 Application des modèles LG aux écoulements dans une fracture

Les modèles LG sont de plus en plus employés depuis quelques années pour simuler les flux dans les milieux poreux et les milieux fracturés à cause de leur aptitude à calculer les transports en état non-saturé (Sahimi, 1993; Di Pietro et al., 1994; Di Pietro, 1996; Dardis et Mc Closkey, 1998; Bernabé et Olson, 2000).

Ces résultats indiquent que les méthodes LG et Lattice Boltzmann (LB) seraient capables de tenir compte de la nature complexe de la géométrie d'une fracture.

La perméabilité des fractures a été analysée par méthodes LG et LB par Gutfraind et Hansen (1995), Zhang et al. (1996), Drazer et Koplik (2000) et des phénomènes de channeling ont été relevés par Mourzenko et al. (1999; 2001) et Skjetne et al. (1999), mais ces études se sont basées sur des données d'ouverture de fractures auto-affines, ce qui rend ces résultats non exploitables pour notre cas d'application. De même, nous pouvons encore citer les travaux de Waite et al. (1998, 1999) sur les effets de la géométrie sinusoïdale des parois sur la perméabilité des fractures.

Ces modèles ne sont donc pas applicables dans le cas d'une interface d'étanchéité composite en raison des propriétés particulières de l'ouverture du plan de fracture mais la résolution du flux dans la géométrie de forme complexe semble possible. Cependant, les modèles gaz sur réseau sont encore du domaine de la recherche à l'heure actuelle et sont peu disponibles dans des versions pour utilisateurs non-spécialistes. Ils constituent cependant une voie future pour la simulation d'écoulements dans des géométries réelles et complexes.

7. Modélisation des écoulements dans les fractures représentées par un milieu poreux situées dans une matrice.

Nous avons exposé dans le chapitre précédent plusieurs modèles qui ont été développés pour décrire et quantifier les écoulements dans les fractures de manière plus réaliste que l'écoulement d'un fluide entre deux plans lisses, parallèles et imperméables.

Afin de s'affranchir de la connaissance détaillée de la géométrie du plan de fracture dans lequel se fait l'écoulement, d'autres recherches ont tenté une approche différente qui consiste à représenter le plan de fracture comme un milieu poreux. Ces modèles peuvent être classés en deux grandes catégories :

- les modèles dits « double porosité » ou « double perméabilité » qui ne considèrent pas une fracture simple mais un volume de roche poreuse fracturée suffisamment étendu pour pouvoir y moyenniser les grandeurs physiques telles que la pression et la porosité. Les fractures de ce milieu poreux ne constituent qu'une porosité secondaire car, bien que macroscopique, elle ne représente qu'une fraction du volume des vides total du milieu. Douglas et al. (1997) considèrent que la porosité primaire représente près de 30 % d'un milieu poreux fracturé alors que la porosité secondaire, bien que formée de vides de grande dimension organisés en fractures hautement perméables, ne représente que 2 % du volume. Leur modèle considère que les blocs de milieu poreux sont disjoints, séparés par le système de fissures et constituent donc un milieu totalement fissuré. Dans l'approche de Dykhuizen (1987), le milieu poreux fracturé est ainsi considéré en tant que milieu équivalent, avec la conductivité hydraulique et les lois de rétention d'eau représentées par la somme pondérée des contributions de l'espace poral des fractures et de la matrice. Les effets du cheminement préférentiel, qui tend à diminuer la surface d'échange entre fracture et matrice, sur ce type de modèle a été étudié par Dykhuizen (1992). Cette approche tendant à homogénéiser le système milieu poreux – fracture, l'écoulement dans les fractures n'y est plus étudié explicitement et les modèles « double porosité » ne semblent donc pas convenir à l'étude des écoulements dans l'interface d'un dispositif d'étanchéité composite d'Installation de Stockage de Déchets.
- La seconde catégorie de modèles est celle qui considère que l'espace entre les parois de la fracture n'est pas vide mais rempli d'éléments qui font de la fracture un milieu poreux à part entière, le milieu poreux équivalent. Il est donc possible d'étudier les écoulements dans cette « fracture » seule, mais il est surtout intéressant de pouvoir coupler le transport de la fracture avec celui qui se fait dans le milieu poreux.

7.1 Modèle du milieu poreux bidimensionnel équivalent

L'approche de Pruess et Tsang (1990) considère le plan d'une fracture comme un milieu poreux bidimensionnel (équivalent) où les zones de non-contact, d'ouverture variable, forment des pores de différentes dimensions. Lorsque plusieurs phases fluides sont présentes simultanément dans l'espace vide d'un milieu poreux, où dans une fracture, la présence de l'une des phases interfère avec l'écoulement des autres. Quantitativement, cette réduction de perméabilité s'exprime par un facteur de perméabilité relative k_r tel que pour un milieu de perméabilité absolue k , la perméabilité effective à un fluide β est donnée par $k \cdot k_{r,\beta}$. Si $k_{r,\beta}=0$, il existe de très fortes interférences avec la phase β qui est alors immobilisée à cause de la présence des autres phases. Au contraire, si $k_{r,\beta}=1$, ces interférences de phases n'existent pas et nous avons un écoulement monophasique de la phase β . Les travaux théoriques et expérimentaux ont établi que les fonctions de perméabilité relative sont avant tout dépendantes de la fraction d'espace vide occupé par une phase fluide, autrement dit la saturation.

Les fonctions de perméabilité relative sont d'importance fondamentale dans l'analyse des écoulements multiphasiques car elles déterminent la facilité avec laquelle chaque phase fluide peut s'écouler en présence d'autres phases.

Le développement de la prédiction des perméabilités relatives de deux phases dans des fractures est basé sur la conceptualisation d'une fracture naturelle, dont les parois sont rugueuses, par un milieu poreux à deux dimensions dont l'espace vide peut être caractérisé en spécifiant l'ouverture comme fonction de la position. L'analogie se fonde sur la ressemblance topologique entre un milieu poreux et l'espace compris entre deux surfaces imperméables. Les auteurs introduisent l'hypothèse que dans la mesure où les propriétés de l'écoulement multiphasiques sont concernées, une fracture rugueuse dont l'ouverture est variable se comporte localement comme une fracture constituée de deux plans lisses et parallèles de même ouverture moyenne (Brown, 1987 ; Pyrak-Nolte et al., 1988). Il s'agit clairement d'une approximation, qui est jugée valable à condition que la longueur de corrélation des ouvertures de la fracture soit grande en comparaison des valeurs d'ouverture elles-mêmes. L'approximation des plans parallèles locaux permet de prédire l'occupation des phases et la perméabilité pour n'importe quelle zone du plan de fracture. Le comportement global de la perméabilité relative de la fracture est alors obtenu en discrétisant la fracture en un grand nombre de plans parallèles connectés d'ouvertures distinctes. L'importance particulière du modèle de Pruess et Tsang (1990) est le développement d'une approche qui prédit les perméabilités relatives de la fracture pour une géométrie connue. La distribution des ouvertures des fractures naturelles est représentée, comme souvent, par une loi de distribution log-normale avec une ouverture moyenne de 82 μm .

7.2 Modèle de perméabilité relative

La procédure développée par Pruess et Tsang (1990) pour calculer les pressions capillaires et les perméabilités relatives se déroule en plusieurs étapes. La première consiste à représenter de façon discrète les ouvertures de la fracture sur un domaine fini de forme rectangulaire. Ensuite, une ouverture critique s_c est définie, correspondant à une pression capillaire critique et le remplissage de toutes les ouvertures accessibles inférieures à s_c par la phase mouillante et supérieures à s_c par la phase non-mouillante est effectuée. Le calcul des saturations $S_w(s_c)$ et $S_{nw}=1-S_w$ correspondant à la pression capillaire critique en sommant le

volume de pore occupé par la phase mouillante est réalisé. Ensuite, les conditions de pression constantes aux limites de la fracture sont appliquées et la simulation de l'écoulement débute. La perméabilité de la phase effective est divisée par la perméabilité de la phase seule (toutes ouvertures occupées) pour obtenir la perméabilité relative à saturation $S_w(s_c)$. La procédure est répétée pour toute une gamme de valeurs de s_c pour obtenir les courbes de perméabilité relative et de pression capillaire entières.

Les simulations numériques permettent d'obtenir, pour n'importe quelle ouverture critique s_c donnée, le débit total en régime permanent $Q(s_c)$ à travers la fracture.

La saturation de la phase mouillante est donnée par la fraction du volume de porosité d'ouverture $s < s_c$. Pour une distribution log-normale, elle est exprimée par la relation :

$$S_w = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left(\frac{\log \frac{s_0}{s_c} + \sigma^2 \ln 10}{(2\sigma^2)^{\frac{1}{2}}} \right) \quad (\text{III-10})$$

avec s_0 l'ouverture statistiquement la plus probable et σ la variance des ouvertures

Les auteurs précisent que quelle que soit l'ouverture la plus probable s_0 , cette relation conserve la même forme fonctionnelle. La perméabilité relative de la phase mouillante est généralement similaire aux résultats expérimentaux obtenus dans des milieux poreux tridimensionnels, alors que la perméabilité relative de la phase non-mouillante chute plutôt rapidement lorsque la saturation de la phase mouillante augmente. Ceci s'explique par les caractéristiques de la distribution log-normale, où les ouvertures faibles sont très représentées par rapport aux ouvertures importantes, ce qui fait qu'une saturation de la phase non-mouillante relativement importante est nécessaire avant qu'elle puisse s'écouler.

Kwicklis et Healy (1993) ont réalisé une étude numérique sur les écoulements d'eau dans un réseau de fractures sous des conditions de saturation variable. Suivant les travaux de Wang et Narasimhan (1985) et Pruess et Tsang (1990), leurs simulations tiennent compte de la variabilité à petite échelle des ouvertures des fractures qu'ils modélisent, en définissant des relations entre pression et coefficient de perméabilité et entre pression et saturation, similaires à celles communément utilisées pour les milieux poreux. Selon les auteurs, bien que les détails de l'écoulement à l'échelle microscopique ne soient pas reproduits, l'effet global de la variabilité d'ouverture est incorporé dans la simulation grâce à ces relations.

Deux classes de fractures sont générées, d'ouverture moyenne de 25 μm et 125 μm respectivement. Les fractures sont représentées sur un maillage carré divisé en cellules uniformes possédant une ouverture différente (mais constante sur l'ensemble de la cellule) générées par méthode géostatistique. Le modèle VSFRAC est alors utilisé pour déterminer les perméabilités et les saturations pour les valeurs de pression. En appliquant le modèle pour différentes valeurs de pression, les relations entre pression, saturation et perméabilité sont déterminées. Les valeurs des paramètres de la relation de van Genuchten (1980) α et n obtenus par cette méthode, quasi identique à celles utilisées par Pruess et Tsang (1990), sont :

- pour une fracture de 25 μm : $\alpha=2,4456 \text{ m}^{-1}$ et $n=3,5714$
- pour une fracture de 125 μm : $\alpha=14,557 \text{ m}^{-1}$ et $n=2,9169$

Firoozabadi et Hauge (1989) ont développé un modèle phénoménologique de la pression capillaire d'une fracture dont les parois sont couvertes de cônes qui se touchent par leurs sommets, pour à la fois représenter la rugosité et l'ouverture de la fracture. La relation obtenue entre pression capillaire et saturation montre un comportement capillaire de la fracture identique à celui d'un milieu poreux et apporte donc des arguments expérimentaux à la conceptualisation de la fracture en un milieu poreux « équivalent ».

Pruess (1998) a utilisé comme modélisation de la fracture un milieu poreux bidimensionnel hétérogène. La porosité intrinsèque de la fracture est de 0,35 pour une ouverture hydraulique de 0,1 mm. Les relations pression capillaire-saturation et perméabilité relative-saturation ont été calées sur les fonctions de van Genuchten avec des paramètres correspondant à un sable grossier ($\alpha=50 \text{ m}^{-1}$ et $n=1,841$). La saturation initiale de la fracture est fixée à $S_0=0,15$.

Dans une étude ultérieure, Vandersteen et al. (2003) ont analysé les propriétés hydrauliques non-saturées d'une fracture rugueuse et réalisé une étude paramétrique cherchant à déterminer l'influence des principales caractéristiques de la fracture (ouverture moyenne, rugosité, longueur de corrélation) sur ses propriétés hydrauliques. Leur étude montre que l'ouverture moyenne est le paramètre qui a le plus d'influence sur la perméabilité et la valeur du paramètre α de la relation de van Genuchten.

Peters et Klavetter (1988) font l'hypothèse que quand un fluide s'écoule dans une fracture non plane, certaines zones transportent localement une importante partie du flux et qu'il existe d'autres zones où le flux est beaucoup plus faible. Si la fracture n'est que partiellement saturée, ce sont les régions de faible ouverture de la fracture qui vont acheminer la part la plus importante du flux, car les régions où l'ouverture entre les parois est importante ne sont pas capables de retenir l'eau par les forces de tension (cf. figure III-9).

Dans le cas où la fracture est saturée la situation s'inverse alors, le flux le plus important se fait dans les régions de grande ouverture, ce qui a été décrit précédemment comme phénomène d'écoulement dans des chemins préférentiels.

Ce type de modèle qui suggère que dans une formation rocheuse fracturée non-saturée de faible perméabilité matricielle, les forts effets de succion liés aux pores de taille réduite de la matrice excluent l'eau infiltré des fractures (Wang et Narasimhan, 1985 ; Peters et Klavetter, 1988) est remis en cause par Pruess (1998, 1999), qui considère au contraire que même dans ces conditions, l'infiltration se fait principalement dans un réseau interconnecté de fractures non-saturées de faible épaisseur, ce qui provoque un écoulement hautement localisé dans des chemins préférentiels.

Plusieurs questions se posent alors : quelle est la nature de l'écoulement dans ce réseau de fractures interconnectées non-saturées ? Comment l'eau peut-elle s'écouler librement sur de grandes distances dans les fractures en présence d'une forte succion de la matrice ? Est-ce que la totalité ou la majorité de l'écoulement dans la fracture est rapide ou est-ce qu'une fraction seulement du débit total s'écoule rapidement ?

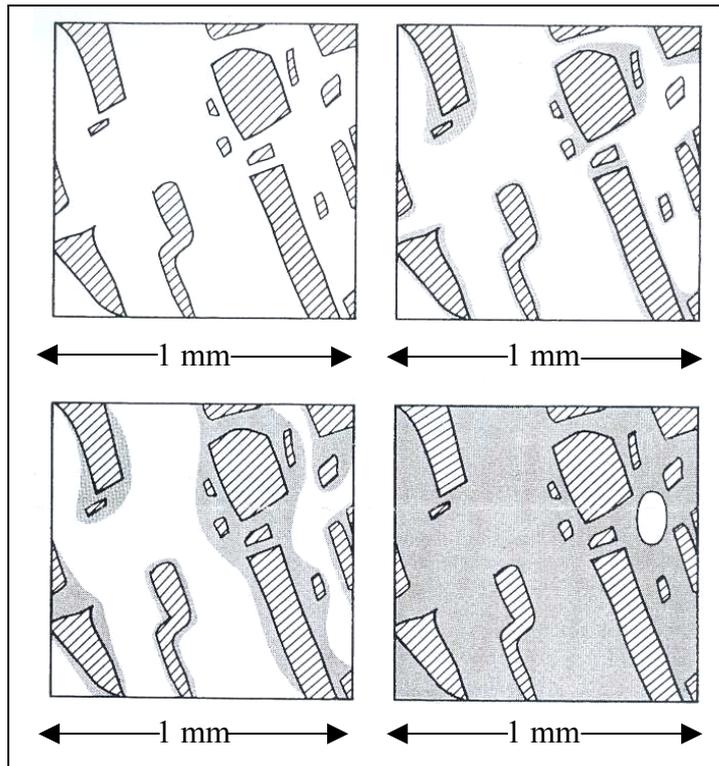


Figure III-9 : répartition des zones humides dans une fracture présentant des zones de contact (hachurées) au cours d'un processus d'imbibition, depuis le cas désaturé (en haut à gauche) jusqu'au cas saturé (en bas à droite), d'après Peters et Klavetter (1988).

Les simulations numériques d'infiltration menées sur ces fractures ont montré, comme dans le cas saturé, l'importance du phénomène d'écoulement préférentiel en état non-saturé qui peut donner lieu à des transports de fluide très rapides malgré une infiltration moyenne très lente sur l'ensemble du système.

Certaines études, telle que celle de Tokunaga et Wan (1997), ont analysé l'importance du transport sous forme de film liquide sur les parois rugueuses des fractures non-saturées. Le film liquide se forme en raison de l'adsorption sur les zones plates et des forces capillaires exercées par la rugosité des parois sur le liquide. Il est conclu que la vitesse d'écoulement sous forme de film le long des parois ne peut être rapide que si la succion exercée par la matrice sur le fluide n'est pas trop importante.

Par analogie avec les écoulements non-saturés sous forme de films sur les parois des pores à l'échelle microscopique (Flekkoy et al., 2002), Doe (2001) considère qu'en plus du transport de fluide sous forme de film sur les parois, il existe un mode d'écoulement sous forme de gouttelettes discrètes lorsque le degré de saturation de la fracture est faible.

Le mécanisme clé qui permet à l'eau de s'écouler relativement librement dans les fractures en contact de la matrice rocheuse partiellement saturée est la localisation préférentielle de l'écoulement dans des chemins du plan de fracture. Ceci limite la surface fracture-matrice sur laquelle se fait l'imbibition et fournit un mécanisme qui, par lui-même, permet de comprendre pourquoi, en présence d'eau libre dans la fracture, la matrice rocheuse conserve son état non-saturé.

Dans une étude de l'écoulement de deux phases dans une fracture remplie de matériaux broyés par la friction des parois, par technique de résonance magnétique nucléaire, Chen et Kinzelbach (2002) ont trouvé que la perméabilité du matériau contenu dans l'espace entre les deux parois d'une fracture était supérieure de 5 ordres de magnitude à celle de la matrice rocheuse. Par conséquent, le flux multiphasique est supposé n'intervenir que dans le plan de fracture. Ce résultat est en désaccord avec les observations de Wealthall et al. (2001), la différence de conclusion provenant certainement des propriétés des matériaux de remplissage de la fracture.

7.3 Prise en compte de l'infiltration dans les parois de la fracture

Dans les modèles présentés jusqu'à maintenant, nous n'avons considéré que des modèles d'écoulement de fluide entre les deux parois d'une fracture, en évoquant l'existence d'interactions entre le fluide de la fracture et la matrice poreuse. Dans le cas d'une fracture dans une roche peu perméable il est certain que le transport et le débit de fluide s'écoulant dans les parois, perpendiculairement à la direction du flux est très faible, surtout si le débit dans la fracture est important et que le fluide s'y écoule rapidement. Cependant, nous avons vu que les écoulements rapides ne peuvent concerner qu'une fraction du plan de fracture et que de larges zones d'ouverture restreinte peuvent contenir du liquide quasiment immobile, qui peut alors s'infiltrer dans les parois. Dans le cas d'une interface d'étanchéité composite, la limite supérieure de l'interface est constituée par la face inférieure de la géomembrane que nous considérons comme totalement imperméable. Par contre, la limite inférieure correspond à la barrière d'étanchéité minérale et bien que sa perméabilité soit inférieure ou égale à 10^{-9} m.s⁻¹, il s'agit tout de même d'un milieu poreux dans lequel un écoulement (certes très lent) intervient.

Dans les travaux présentés dans les paragraphes suivants, les modèles prennent en compte les deux aspects du transport et la matrice est généralement supposée non-saturée car ce sont les forces capillaires qui provoquent le transfert de fluide vers la matrice. Dans le cas d'une fracture horizontale comprise dans un milieu poreux saturé, l'infiltration verticale du fluide de la fracture vers la matrice peut être traitée simplement sous forme d'un terme puits dont le débit se calcule suivant la loi de Darcy régissant les écoulements dans les milieux saturés. Pour l'application au transfert dans les dispositifs d'étanchéité composite, nous souhaitons que le modèle adopté puisse tenir compte de la non-saturation du milieu poreux bordant l'interface.

7.3.1 Transfert par imbibition vers la matrice

Dans une fracture située en milieu poreux, la majorité des déplacements de fluide se fait dans certaines zones préférentielles, de forte conductivité, du plan de fracture comme nous l'avons vu. En fonction de la perméabilité de la matrice rocheuse (considérée comme un milieu poreux) et du débit d'écoulement dans la fracture, un transfert de matière peut se faire soit par diffusion vers la matrice (Dykhuisen, 1992 ; Esposito et Thomson, 1999), cas qui ne sera pas développé ici, soit par imbibition vers la matrice sous l'influence de forces capillaires et/ou de forces de viscosité (imbibition forcée) si le système est saturé par un fluide non mouillant et qu'un fluide mouillant est en mouvement dans la fracture (Babadagli, 1994). Il a été observé expérimentalement qu'il existe un débit d'injection dans la fracture critique, fonction des propriétés de la matrice. A ce débit critique, le fluide injecté n'est pas en contact

avec la matrice pendant un temps suffisamment long pour initier une imbibition capillaire. Selon Tidwell et al. (1995), l'imbibition vers la matrice rocheuse délimitant une fracture serait fonction de la racine carrée du temps et une saturation non-uniforme de la fracture n'aurait que peu d'influence sur le comportement de l'imbibition. Par conséquent, il peut arriver que le fluide ne s'écoule que dans la fracture sans que des interactions avec la matrice existent. Ce comportement est celui que nous avons observé dans les expériences d'injection d'eau colorée dans les interfaces d'étanchéité composite au laboratoire, à court terme et à l'échelle métrique. Il est probable que la barrière argileuse joue par contre un rôle sur l'écoulement à plus long terme et en vraie grandeur, dans les interfaces réelles en fond d'Installation de Stockage de Déchets.

L'importance du transfert de fluide vers la matrice a été définie par Babadagli (1994) sous forme d'un nombre adimensionnel appelé « nombre capillaire de fracture » :

$$N = \frac{v\mu_w\sqrt{k_f}}{1,127 \cdot 10^{-3} P_{c,max} k_m} \quad (\text{III-11})$$

avec $v=Q/A$
 k_f, k_m : perméabilité de la fracture, de la matrice
 μ_w : viscosité du fluide mouillant
 $P_{c,max}$: pression capillaire

Neretnieks (2002) a développé un modèle stochastique de transport de soluté, baptisé « modèle multi-canaux » qui tient compte de l'existence de chemins préférentiels d'écoulement d'épaisseur constante, de la diffusion dans la matrice et de la diffusion d'éléments depuis ces zones de cheminement préférentiel vers les zones où l'eau n'est pas mobile dans le plan de fracture.

7.3.2 Exemple de modèles d'écoulements non-saturés dans un milieu fracturé quasi-tridimensionnel avec une ouverture variable, prenant en compte les transferts dans la matrice

Roels et al. (2002) ont modélisé l'écoulement non-saturé de fluide par une approche de fracture discrète dans un milieu poreux. Leur modèle combine un modèle de fracture discrète d'ouverture variable avec un modèle d'écoulement non-saturé dans la matrice poreuse. La fracture discrète d'ouverture variable est divisée en segments et la perméabilité de chaque segment est calculé en utilisant la loi cubique (il s'agit donc d'un modèle LCL). L'invasion de la fracture par le liquide à la vitesse V est calculé en combinant les deux équations suivantes :

$$\nabla(K(\nabla P_{liq} + \rho_{liq} g \cos \alpha)) - \Gamma = 0 \quad (\text{III-12})$$

$$V = \frac{\partial x}{\partial t} = -K(\nabla P_{liq} + \rho_{liq} g \cos \alpha') \quad (\text{III-13})$$

avec P_{liq} la pression du liquide dans le segment de fracture, α' l'angle de ce segment par rapport à la verticale et Γ le terme écoulement vers la matrice.

La pression du gaz dans les parties « vides » de la fracture est supposée rester constante et égale à la pression atmosphérique. L'écoulement dans la matrice poreuse est

calculé à partir de l'équation de Richards (1931), qui provient de la combinaison de la loi dynamique et de l'équation de continuité et qui s'écrit en fonction de la teneur en eau θ :

$$\text{div}(K(\theta)\text{grad}H) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (\text{III-14})$$

avec la teneur en eau θ comme variable principale et

$$\text{div}(K(h)\text{grad}H) = C(h) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{III-15})$$

avec la charge de pression $H(\theta) = h(\theta) + z$ comme variable principale

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\text{div}(q) = -\left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) \quad (\text{III-16})$$

Les conditions d'application de la loi de Richards sont :

- la matrice est solide et indéformable, le fluide incompressible ;
- la loi de Darcy est applicable (écoulement permanent et laminaire) ;
- $C(h)$ est nulle en zone saturée.

Les résultats numériques ont été comparés à des résultats expérimentaux d'écoulements dans des fractures sur des échantillons suivis aux rayons X. Les simulations et les expériences d'invasion de fractures verticales donnent des profils d'invasion tout à fait similaires.

Abdel-Salam (1995) et Abdel-Salam et Chrysikopoulos (1996) ont développé un modèle de transport non-saturé de contaminant dans un milieu fracturé. La fracture est supposée d'ouverture variable dans son plan bidimensionnel. La matrice est traitée en tant que milieu poreux bidimensionnel homogène. Les variations d'ouverture dans le plan de fracture sont décrites de manière stochastique et les échanges de fluide entre la fracture et la matrice sont prises en compte par un terme de couplage qui gouverne le transfert de fluide à l'interface fracture-matrice.

L'ouverture de la fracture est supposée être une variable stochastique qui suit une loi de distribution log-normale dont la moyenne et l'écart type sont similaires aux paramètres utilisés par Moreno et al. (1988). Les fluctuations de l'ouverture du plan de fracture sont générées par le code géostatistique COVAR.

Abdel-Salam (1995) et Abdel-Salam et Chrysikopoulos (1996), en se basant sur les observations expérimentales de réduction des écoulements dans une fracture soumise à une contrainte, proposent de considérer que lorsqu'une fracture se ferme partiellement, la résistance à l'écoulement évolue depuis celle d'un flux entre deux plans parallèles vers celle d'un flux s'écoulant dans un milieu poreux.

L'équation du flux non-saturé transitoire dans une fracture d'ouverture variable et échangeant du fluide avec la matrice est donnée par :

$$s_{(y,z)} C_f \frac{\partial \Psi_f(t,y,z)}{\partial t} = \frac{1}{12\mu} \frac{\partial}{\partial z} \left[s_{(y,z)}^3 k_{rf} \left(\frac{\partial \Psi_f(t,y,z)}{\partial z} - 1 \right) \right] + \frac{1}{12\mu} \frac{\partial}{\partial y} \left[s_{(y,z)}^3 k_{rf} \left(\frac{\partial \Psi_f(t,y,z)}{\partial y} \right) \right] - \Gamma(\Psi) \quad (\text{III-17})$$

avec : $C(\Psi) = \frac{\partial \theta}{\partial \Psi}$: capacité capillaire

$\Psi_{f,m}$: potentiel de pression dans la fracture ou dans la matrice

s : ouverture de la fracture en (y,z)

t : temps

$k_r(\Psi)$: perméabilité relative

$\Gamma(\Psi)$: terme d'échange de flux fracture-matrice

Cette équation provient de la loi de conservation de la masse combinée à la loi cubique appliquée en $s(y,z)$ et à la loi de Richards des écoulements dans les milieux non-saturés.

La définition de la conductivité hydraulique à saturation dans la fracture employée est :

$$K_f = \frac{s^2}{12\mu} \quad (\text{III-18})$$

Lorsque la fracture n'est que partiellement saturée, la perméabilité relative, dépendant du potentiel de pression dans la fracture, s'exprime par le produit suivant :

$$K(\Psi_f) = k_{r_f} \times K_f \quad (\text{III-19})$$

L'équation différentielle partielle basée sur la pression qui décrit l'écoulement transitoire non-saturé dans la matrice est de la forme:

$$C_m \frac{\partial \psi_m(t,x,y,z)}{\partial t} = K_m \frac{\partial}{\partial z} \left[k_{r,m} \left(\frac{\partial \psi_m(t,x,y,z)}{\partial z} - 1 \right) \right] + K_m \frac{\partial}{\partial x} \left[k_{r,m} \left(\frac{\partial \psi_m(t,x,y,z)}{\partial x} \right) \right] \quad (\text{III-20})$$

où K_m est la conductivité hydraulique à saturation de la matrice.

Les conditions appliquées au système sont les suivantes :

- pression constante à la limite supérieure du système (entrée de la fracture)
- équilibre du potentiel de pression à l'interface fracture-matrice
- résistance au flux négligeable entre la fracture et la matrice
- condition limite d'écoulement libre à la limite inférieure du système.

Le terme d'échange de flux Γ tient compte du transfert de fluide entre la fracture et la matrice à l'interface et est de la forme :

$$\Gamma = -2K_m k_{rm} \frac{\partial \Psi_m}{\partial x} \quad (\text{III-21})$$

Les coefficients $C(\Psi)$ et $k_r(\Psi)$ sont des fonctions non linéaires du potentiel de pression et par conséquent, la relation (39) n'est pas linéaire. Les relations $C(\Psi)$ et $k_r(\Psi)$ vont donc être définies par les relations de van-Genuchten (1980):

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(1 + |\alpha \psi|^n\right)^m} \quad (\text{III-22})$$

$$\text{avec } S = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \text{ et } m = 1 - \frac{1}{n}$$

$$C = \frac{d\theta}{d\psi} = -m(1 + |\alpha \psi|^n)^{-m-1} n \alpha |\alpha \psi|^{n-1} (\theta_s - \theta_r) \quad (\text{III-23})$$

$$k_r = S^{0,5} \left[1 - \left(1 - S^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \quad (\text{III-24})$$

dans lesquelles S est le degré de saturation, θ la teneur en eau, k_r la perméabilité relative, ψ la succion et α , n et m les paramètres de la relation.

7.4 Synthèse et remarques à propos des modèles présentés

Presque tous les modèles présentés, à l'exception des modèles les plus anciens et les plus simples tels que ceux basés sur l'utilisation de la loi cubique avec une seule donnée d'ouverture, déclarent calculer avec une erreur limitée le flux qui s'écoule dans une fracture seule ou une fracture en milieu poreux. Cependant, les modèles ne semblent pas universels, dans le sens où ils sont généralement déclarés valides pour une fracture ou une famille de fractures et suivant des conditions particulières, soit géométriques (propriétés d'auto-affinité des surfaces, longueur de corrélation, loi de distribution des ouvertures), soit hydrodynamiques (gradient de pression, régime d'écoulement, viscosité du fluide). Aucun de ces modèles n'a été validé sur l'ensemble des configurations des ouvertures qui ont été testées par l'ensemble des auteurs cités et quelles que soient les conditions de l'écoulement. Ceci explique probablement pourquoi un modèle global n'existe pas à l'heure actuelle.

Les principales caractéristiques de modèles commentés dans ce chapitre sont résumées dans le tableau suivant :

Référence bibliographique	Conclusions tirées de l'étude	Conditions particulières d'utilisation/limites
Brown (1987)	Équation de Reynolds valide pour quantifier le flux dans une fracture rugueuse à condition que variations topographiques des parois soient limitées et parois assez écartées	Variations topographiques des parois limitées et non contact
Zimmerman et al. (1991)	Équation de Reynolds valide pour fracture d'ouverture sinusoïdale. Erreur sur le flux inférieure à 10%.	Géométrie sinusoïdale de longueur d'onde supérieure à 5 fois l'écart type du profil de distribution des hauteurs des parois
Zimmerman et Bodvarsson (1996) Ge (1997)	Équation de Reynolds jugée valide pour une fracture sinusoïdale.	Corrélation des surfaces, nombre de Reynolds faible, variance inférieure à la longueur de corrélation
Méheust et Schmidtuhl (2001)	L'influence de l'orientation du gradient de pression par rapport à la géométrie a été mise en évidence	Écoulement à faible nombre de Re dans fracture auto-affine Non valide en cas de contact
Mourzenko et al. (1995)	Comparaison, pour une fracture donnée, des résultats obtenus par Reynolds (2D) et Stokes (3D) : Reynolds surestime la perméabilité d'un facteur 2 avec des répartition Gaussienne ou auto-affine	Répartitions Gaussienne ou auto-affine des données d'ouverture
Hasegawa et Izuchi (1983)	Écoulement entre une surface plane et une surface sinusoïdale. Formulation du débit valide obtenue.	Géométrie sinusoïdale et en 2D seulement. Pas de contact possible. Le rapport ouverture/période paroi doit être faible
Brown et Stockman (1995)	Équation de Reynolds et loi cubique non-valides dans des canaux sinusoïdaux (fréquence, phase, amplitude variable) à cause de profils de vitesse fluide entre parois non paraboliques Vitesse fluide calculée d'après Reynolds serait de + en + surestimée à mesure que l'ouverture diminue.	Géométrie sinusoïdale uniquement
Neuzil & Tracy (1981)	Utiliser une valeur unique d'ouverture pour la loi cubique est erroné. Il faut au moins utiliser la fréquence de distribution des ouverture à la place de l'ouverture moyenne. Flux dans une fracture d'ouverture variable dans le sens perpendiculaire au flux revient à faire somme des flux dans n canaux plans parallèles	Géométrie très simplificatrice
Oron & Berkowitz (1998)	L'ouverture pour la loi cubique doit être mesurée comme une moyenne sur une certaine distance, normalement à la direction globale des parois plutôt que point par point. Influence des zones de contact mise en évidence	Fracture supposée auto-affine.
Nicholl et al. (1999)	L'équation de Reynolds manque de précision pour décrire l'écoulement. Échec des tentatives de correction de l'équation.	-
Waite et al. (1999) Ge (1997)	La loi cubique locale est valide pour prédire flux dans la fracture à condition d'utiliser une expression de l'ouverture particulière	Fracture sinusoïdale
Thomson et Brown (1991)	Étude des effets de l'orientation des reliefs par rapport au gradient hydraulique pour des fractures de structure fractale.	Fracture possédant des propriétés fractales
Mourzenko et al. (1997)	Analyse de la variation de l'ouverture, de la surface de contact et de la perméabilité de fractures auto-affines Gaussiennes à partir de calculs de flux basés sur les équations de Stokes.	Fractures auto-affines dont les ouvertures suivent une loi de Gauss
Pruess & Tsang (1990)	Écoulement dans une fracture dans laquelle la LCL est jugée valide. Conceptualisation fracture-milieu poreux.	Distribution log-normale des ouvertures
Abdel Salam et al. (1995, 1996)	Modèle fracture non-saturée d'ouverture variable avec imbibition vers la matrice. Perméabilité relative calculée d'après l'ouverture locale.	Distribution log-normale des ouvertures

Référence bibliographique	Conclusions tirées de l'étude	Conditions particulières d'utilisation/limites
Nicholl et Detwiler (2001)	Reynolds surestime la transmissivité locale. Formulation modifiée de l'équation pour accentuer les pertes de charges dans les zones d'ouverture contrastée.	-
Tsang & Tsang (1987)	Channel model : écoulement limité à des canaux du plan de fracture. Écoulement supposé saturé.	Ouvertures log-normale Non valide en cas de contact
di Federico (1998)	Loi cubique jugée valable. Une formulation de l'ouverture équivalente proposée à partir d'une moyenne appropriée des écoulements longitudinaux et transversaux à travers la géométrie	Le fluide considéré est non newtonien
Zhou (2001)	Fracture ouverture variable suivant 1 seule direction dans laquelle s'écoulent 2 phases. Canaux plans parallèles.	Géométrie trop simpliste
Murphy & Thomson (1993)	Modèle FRAC22	Modèle biphasique
Waite et al. (1998)	Effets géométrie des parois sur K fracture. Pour fracture sinusoïdale, l'ouverture effective est proche de l'ouverture minimale (mesurée perpendiculairement à l'écoulement)	Interface non sinusoïdale

Tableau III-1 : Synthèse de quelques modèles discutés et commentaire sur l'application au cas d'un écoulement d'interface de dispositif d'étanchéité composite

Ce chapitre de synthèse a montré la nature complexe d'une fracture, ou d'une interface d'étanchéité composite qui présentent de fortes similarités, ainsi que la difficulté de décrire la physique des écoulements et de la modéliser avec précision.

L'interface d'un système d'étanchéité composite assurant l'imperméabilité en fond d'installation de stockage de déchets présente certaines similitudes avec le plan d'une fracture naturelle, vis-à-vis de la complexité de la géométrie dans laquelle se fait le flux et de l'hydrodynamique des écoulements qui s'y déroulent. Cependant, les interfaces ne présentent pas les mêmes propriétés d'auto affinité et les mêmes lois de distribution des ouvertures que les fractures et de fait, bon nombre d'outils présentés dans ce chapitre pour la quantification des débits ne sont pas applicables au cas d'une interface de dispositif d'étanchéité.

D'une façon générale, il n'existe pas à l'heure actuelle d'outil universel permettant de simuler l'ensemble des processus physiques intervenant dans l'écoulement réel à travers une géométrie aussi complexe. Pour cette raison, le modèle utilisé ne tiendra forcément pas compte de tous les phénomènes qui ont lieu dans l'interface, mais il devrait cependant permettre de quantifier les transferts advectifs à travers les défauts de la géomembrane avec une précision bien plus avancée que les outils empiriques ou analytiques présentés au chapitre II.

La loi cubique, en simplifiant la géométrie du problème, permet d'obtenir une valeur de débit qui n'est qu'une approximation du débit réel. En appliquant la théorie de la lubrification hydrodynamique au cas de l'écoulement entre deux plans parallèles (équation de Reynolds), qui introduit la notion de rugosité ralentissant le flux dans la fracture, on obtient une valeur du flux plus proche de la réalité sous certaines conditions, en particulier lorsque la distance entre les parois n'est pas trop réduite.

Cependant, nous souhaitons comprendre la physique des écoulements dans les interfaces en tenant compte de leur géométrie réelle, qui présente de très larges zones de contact dans le plan où se fait le flux. Dans ces conditions, les résultats des travaux expérimentaux et numériques indiquent tous que l'utilisation de la loi cubique ne fournit pas

une quantification précise du flux et que l'équation de Reynolds n'est plus dans son domaine de validité.

Nous avons vu que différentes techniques proposent de modéliser les écoulements dans une fracture seule en tenant compte, à différents degrés, de sa complexité. Cependant, le calcul des débits dans ces modèles est souvent basé sur une utilisation locale, à l'échelle d'une portion du plan de fracture, de la loi cubique. Une autre catégorie d'outils, les modèles gaz sur réseau, permettent en théorie de simuler l'écoulement d'un fluide obéissant aux équations de Navier-Stokes dans n'importe quelle géométrie (et en particulier dans les géométries complexes), cependant ces outils sont encore assez peu développés et restent du domaine de la recherche.

Le dernier chapitre a présenté une autre approche possible, qui consiste à modéliser les écoulements dans une fracture en milieu poreux en conceptualisant la fracture en tant que milieu poreux équivalent, très perméable en comparaison de la matrice. Cette alternative à la loi cubique possède l'avantage de prendre en compte le caractère non-saturé de l'interface mais l'inconvénient de nécessiter par conséquent la détermination préalable de ses propriétés hydrauliques non-saturées.

Parmi les modèles recensés dans la bibliographie, très abondante sur le sujet des écoulements dans les milieux poreux et les fractures, quels sont ceux qui peuvent être appliqués à la quantification des débits dans les interfaces d'étanchéité composite ? Nous avons vu que l'utilisation d'une valeur d'ouverture unique pour décrire l'ensemble de l'interface ne permet pas de prédire le flux car des facteurs importants tels que le phénomène de cheminement préférentiel ou le rôle des zones de contact entre le sol et la géomembrane ne sont pas pris en compte.

Le modèle bidimensionnel de l'écoulement dynamique de deux phases dans une fracture d'ouverture variable en deux dimensions semble pouvoir décrire correctement la physique de l'écoulement d'un fluide mouillant dans l'interface occupée par une phase non-mouillante. Cependant, la prise en compte de deux phases occupant l'interface apporte une complexité supplémentaire au problème, c'est pourquoi nous avons choisi d'orienter notre choix vers d'autres outils.

8. Modèle retenu pour l'écoulement à travers un dispositif d'étanchéité composite

8.1 Présentation du modèle retenu

8.1.1 Présentation générale

Nous avons choisi d'utiliser un modèle dans lequel l'interface de l'étanchéité composite est conceptualisée par un milieu poreux bidimensionnel, emprunté aux travaux de Wang et Narasimhan (1985), Pruess et Tsang (1990), Kwiclis et Healy (1993) et Pruess (1998, 1999). Comme dans l'approche d'Abdel-salam et Chysikopoulos (1996), nous considérons que lorsque les parois d'une fracture se rapprochent jusqu'à se toucher, la dispersion du fluide évolue d'une configuration « plans parallèles » vers un modèle milieu poreux bidimensionnel, puisque son épaisseur devient négligeable par rapport aux autres dimensions. Ce choix a été motivé par le fait que les travaux de Pruess (1998) ont permis de

simuler avec succès des écoulements non saturés dans des fractures, tout en observant que ceux-ci sont localisés dans des chemins préférentiels. Ce modèle semble donc capable de rendre compte du comportement hydrodynamique de l'interface, en accord avec les observations expérimentales présentées au début de ce chapitre.

La conceptualisation de l'interface, qui est un volume vide de morphologie complexe, en tant que milieu poreux bidimensionnel n'est pas triviale et l'emploi de l'équation de Richards pour calculer l'écoulement non-saturé dans le milieu poreux représentant l'interface peut susciter des interrogations. Il est aussi nécessaire de préciser à ce niveau que ce modèle n'est pas le seul possible, que la résolution des équations de Navier-Stokes et des simulations basées sur les méthodes gaz sur réseau ou Lattice-Boltzmann permettraient probablement de reproduire les écoulements dans l'interface de manière plus représentative de la réalité. Néanmoins ces outils, s'ils sont puissants, sont également très complexes et toujours du domaine de la recherche et la mise au point de nouveaux modèles numériques ne faisait pas partie des objectifs de cette thèse, c'est pourquoi nous avons préféré nous servir en les adaptant de modèles déjà existants.

Le flux advectif est calculé par l'équation de Richards, en utilisant pour chaque zone d'ouverture variable une perméabilité calculée à partir de l'épaisseur locale de l'interface, autrement dit la LCL est supposée valable à l'échelle de la maille.

L'évolution de la conductivité hydraulique de l'interface avec la variation de saturation est basée sur l'utilisation de la loi de Van Genuchten (1980) pour la relation succion-saturation et le modèle de Van Genuchten-Mualem pour la conductivité hydraulique.

L'équation de transport résolue est donc l'équation de Richards (eq. III-14) dans laquelle la perméabilité utilisée s'exprime sous la forme :

$$K_{saturation} = \frac{s^2}{12\mu} \quad (III-25)$$

Lorsque l'interface n'est que partiellement saturée, la perméabilité relative dépend de l'état de succion de l'interface et la conductivité hydraulique utilisée dans l'équation de flux s'exprime par la relation suivante :

$$K(\psi) = k_{relative} \times K_{saturation} \quad (III-26)$$

Le modèle inclut également le transfert de fluide depuis l'interface vers la barrière minérale d'argile compactée sous-jacente. Cette possibilité du modèle est très importante puisque le débit de fuite à travers le défaut dans la géomembrane résulte de la conjugaison d'une invasion rapide de l'interface et de la pénétration lente, à partir de la surface d'infiltration ainsi formée, du liquide dans la barrière minérale. L'infiltration dans l'argile compactée va être introduite dans le chapitre V pour l'étude concernant la prise en compte de la non-saturation de la barrière, dans laquelle l'interface est uniforme. Par contre, pour les simulations dans l'interface à partir des géométries d'interfaces mesurées, le transfert vers la barrière minérale est négligé. La raison de ce choix provient du fait que les simulations sont comparées aux observations expérimentales présentées dans le chapitre 4 et que la durée des essais hydrauliques est suffisamment courte pour s'affranchir de la lente infiltration dans l'argile compactée de très faible conductivité hydraulique.

8.1.2 Paramètres hydrodynamiques non-saturés adoptés pour l'interface

Deux approches ont été envisagées pour prendre en compte le comportement non-saturé de l'interface. La première est celle exposée par Martinez (1988), dans laquelle les phénomènes hystérétiques lors des phases d'imbibition et de drainage ont été négligées. Martinez (1988) considère que la fracture possède des parois lisses et propose des courbes capillaires et de perméabilité relative de type « marche d'escalier », c'est à dire que la fracture passe d'un état sec à un état totalement saturé sans transition progressive entre ces deux états. Cette approche n'a finalement pas été retenue car un comportement en imbibition de type « tout ou rien », immédiat, ne nous paraît pas représentatif de l'invasion de l'interface par le fluide ayant traversé le défaut. En effet, il s'agit plutôt d'un phénomène d'invasion progressif suivant les zones d'ouvertures les plus importantes, d'après les observations de flux relevés sur les essais qui seront présentées dans le quatrième chapitre.

La seconde approche est celle proposée par Pruess (1998), dans laquelle l'invasion de l'interface (virtuellement occupée par le milieu poreux bidimensionnel) n'est pas instantanée mais correspond à l'imbibition progressive d'un matériau granulaire de forte porosité.

La courbe de rétention proposée par Pruess et Tsang (1990) pour représenter le comportement hydraulique de leur fracture modélisée est présentée sur la figure III-10.

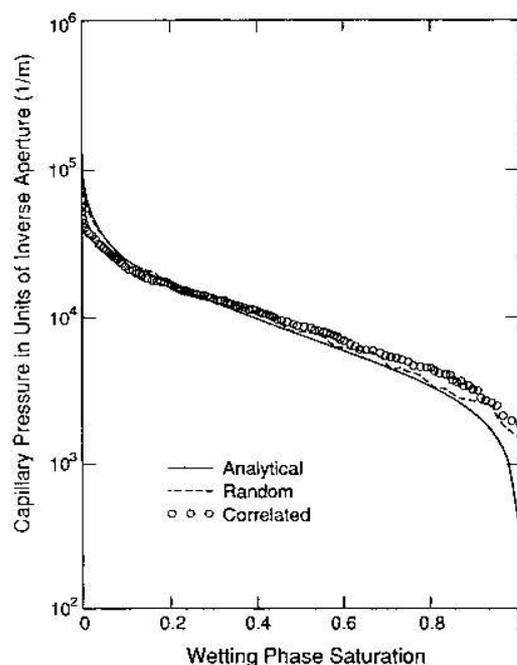


Figure III-10 : Relation pression capillaire – saturation obtenue par Pruess et Tsang (1990)

Nous nous sommes inspirés de la conceptualisation du milieu poreux bidimensionnel de Pruess et Tsang (1990) pour déterminer une courbe de rétention pour l'interface. La forme de la courbe teneur en eau – succion doit montrer une teneur en eau élevée correspondant à la saturation à une succion nulle et une très faible teneur en eau pour une gamme de succions en accord avec celle de la barrière minérale. Dès que la succion augmente, la teneur en eau de l'interface doit décroître rapidement sans opposer de résistance. Une courbe capillaire

similaire à celle d'un sable, ou d'un autre matériau granulaire, a été adoptée. A partir de cette courbe, les paramètres de la loi de van Genuchten (1980) ont pu être déterminés par calage.

Les paramètres de van Genuchten retenus pour l'interface sont : $\alpha=30 \text{ m}^{-1}$ et $n=2,12$. Précisons ici que la courbe adoptée pour l'interface n'a pas été conçue en se basant sur celle de Pruess et Tsang (1990) mais a été élaborée de façon indépendante, à partir de la conceptualisation du vide par un milieu poreux. Les paramètres de la courbe de Pruess (1998), n'ont été comparés que postérieurement à la détermination des nôtres. Ainsi, le fait que les paramètres et donc les courbes soient très proches indiquent seulement qu'en suivant la même démarche nous avons abouti à un résultat semblable.

La figure III-11 présente la courbe choisie pour représenter l'interface dans notre modèle, ainsi que celle de Pruess (1998).

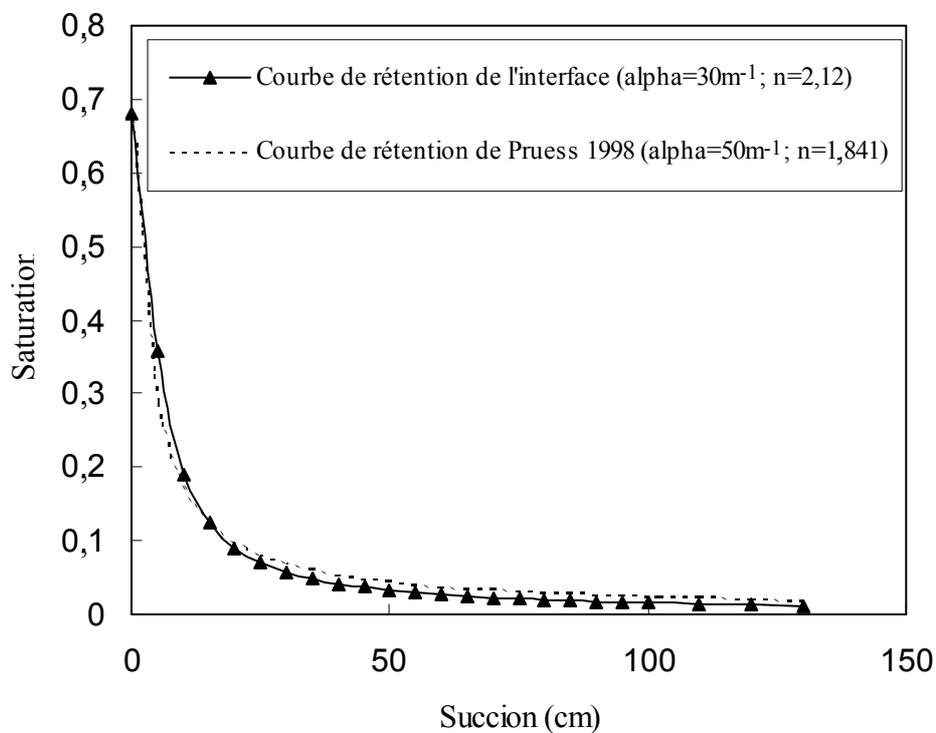


Figure III-11 : Courbe de rétention de l'interface, comparée à celle de Pruess (1998)

Les deux courbes présentées sur la figure ci-dessus montrent que mêmes si les paramètres de la relation de van Genuchten ne sont pas tout à fait identiques pour notre courbe et pour celle de Pruess (1998) servant à représenter une fracture en milieu rocheux, la forme des courbes est quasi-identique.

8.2 Validation du code de calcul retenu

Avant de procéder aux calculs d'écoulement dans l'interface réelle d'une étanchéité composite (ce qui nécessite la connaissance préalable de sa géométrie et celle-ci n'a été obtenue que suite à la mise au point et à la réalisation d'un protocole expérimental qui sera décrit au chapitre IV) plusieurs études ont été menées pour vérifier le modèle d'écoulement ainsi que le code numérique utilisé.

Le code de calcul qui a été utilisé pour effectuer les calculs de flux selon le modèle adopté est METIS, développé à l'École des Mines de Paris (Goblet, 2002). Il s'agit d'un code éléments finis qui résout l'équation de Richards en régime permanent ou transitoire. Le fonctionnement du code METIS sera présenté en détails dans le cinquième chapitre.

Cette étude préliminaire doit analyser le comportement du modèle et du code de calcul utilisé lorsque l'on introduit la non-uniformité de l'interface. Deux essais bidimensionnels pour des cas de géométrie d'interface simple ont été étudiés : (1) le cas d'une interface dont les ouvertures sont constantes par tronçons, qui forme donc des créneaux ; (2) le cas d'une interface dont les ouvertures varient de façon sinusoïdale. Ces deux configurations ont été retenues parce qu'il existe pour ces cas particuliers des solutions analytiques qui servent de référence pour analyser la validité des résultats simulés.

Les détails et les résultats des études préliminaires sont présentés dans les trois paragraphes qui suivent.

8.2.1 Simulations préliminaires dans le cas d'une interface d'ouverture non-uniforme

Les études numériques réalisées jusqu'à maintenant ont pris en compte une interface d'étanchéité composite d'épaisseur constante, la valeur de l'épaisseur étant liée à la qualité du contact entre le sol compacté et la géomembrane (cf. chapitre I). La nouvelle étape dans la modélisation des écoulements dans les interfaces est la prise en compte de la variation spatiale de l'épaisseur et donc de la transmissivité de l'interface.

L'objectif de cette étude préliminaire est de parvenir à quantifier numériquement le flux dans une interface d'épaisseur variable et de tester le comportement du code de calcul. Ce document concerne des écoulements dans une interface non-uniforme seulement, sans prise en compte des transferts vers la barrière argileuse. Deux géométries simples ont été testées pour lesquelles nous disposons de solutions analytiques : une géométrie sinusoïdale et une géométrie constituée d'une juxtaposition de tronçons d'interface plans, de longueurs variables et d'ouvertures fortement contrastées.

8.2.1.1 Géométrie de l'interface d'épaisseur périodique sinusoïdale

Nous allons considérer le problème de l'écoulement en deux dimensions dans un canal 2D constitué d'une surface plane et d'une surface ondulée. La paroi ondulée varie dans l'espace selon une période λ et une amplitude δ et est représentée sur deux périodes sur la figure III-12.

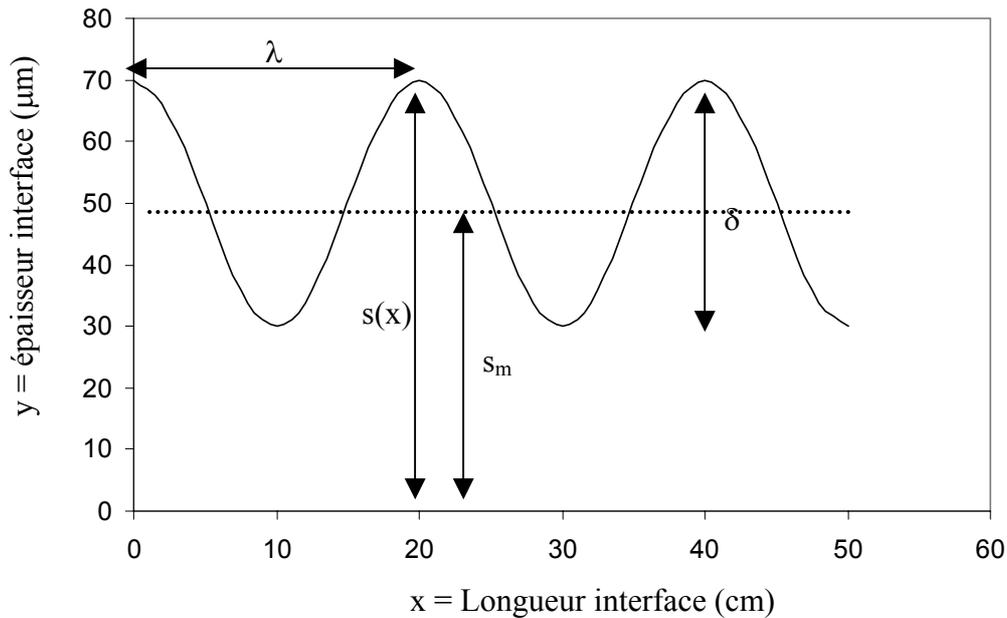


Figure III-12 : Interface d'ouverture évoluant de façon sinusoïdale selon une amplitude δ

L'interface est constituée d'une paroi inférieure plane et d'une paroi supérieure sinusoïdale ; l'ouverture $s(x)$ est définie comme étant la distance verticale entre les deux parois en chaque x et on définit de même l'ouverture moyenne s_m . L'ouverture de l'interface $s(x)$ obéit donc à la loi suivante :

$$s(x) = s_m \left[1 + \delta \sin \frac{2\pi x}{\lambda} \right] \quad (\text{III-27})$$

avec $-1 < \delta < 1$

Zimmerman et Bodvarsson (1996) précisent que pour que la solution analytique de l'équation de Stokes soit valable, il faut que le rapport b_m/λ soit nettement inférieur à 1.

Les paramètres que nous avons choisis sont :

$s_m = 5 \times 10^{-5} \text{ m}$: l'ouverture moyenne correspond à la valeur d'ouverture de l'interface pour une mauvaise condition de contact entre le sol et la géomembrane.

$\lambda = 0,2 \text{ m}$: la période des fluctuations doit être grande par rapport à l'ouverture afin d'obtenir un rapport faible. L'interface mesurant 2 m de long, il y a donc 10 périodes dans l'interface modélisée.

$\delta = 0,4$: la valeur de l'ouverture de l'interface varie entre 30 et 70 microns.

A partir de ces paramètres, nous générons les valeurs d'ouvertures selon l'équation (III-27).

Les paramètres adoptés vérifient bien la condition imposée pour l'emploi de la solution analytique de Zimmerman et Bodvarsson (1996), présentée dans le paragraphe suivant.

8.2.1.2 Solution analytique de l'écoulement d'un fluide dans une géométrie sinusoïdale

Hasegawa et Izuchi (1983) proposent une méthode d'approximation qui, grâce à l'introduction d'un paramètre de perturbation dans les équations d'écoulement, permet d'obtenir une solution analytique sous certaines conditions et pour une géométrie relativement simple.

On se place dans le cas de l'écoulement dans la géométrie présentée en figure III-12. Le paramètre utilisé pour la perturbation est ε , défini comme le rapport de l'ouverture moyenne par la période.

La paroi ondulée varie spatialement selon la période λ . Le fluide visqueux incompressible s'écoule sous l'action d'un gradient de pression $\frac{\partial p}{\partial x}$ donné, suivant l'axe des x positifs. On définit deux vecteurs \vec{u} et \vec{v} , suivant les axes x et y respectivement.

L'équation de continuité s'écrit sous sa forme générale :

$$\text{div}(\rho\vec{u}) = -\frac{\partial\rho}{\partial t} \quad (\text{III-28})$$

Le fluide étant incompressible, ρ est constant et l'équation de continuité se réécrit :

$$u_x + v_y = 0 \quad (\text{III-29})$$

Les équations de Navier-Stokes s'expriment sous la forme suivante :

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial u_i u_j}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \eta \Delta u_i \quad (\text{III-30})$$

avec $\eta = \frac{\mu}{\rho}$ la viscosité cinématique du fluide

Hasegawa et Izuchi (1983) ont réécrit ces équations sous la forme :

$$uu_x + vv_y = -\frac{1}{\rho} p_x + \eta(u_{xx} + v_{yy}) \quad (\text{III-31})$$

$$uv_x + vv_y = -\frac{1}{\rho} p_y + \eta(v_{xx} + v_{yy}) \quad (\text{III-32})$$

où les indices x et y représentent la différentiation selon x et y.

Zimmerman et Bodvarsson (1996) donnent l'expression de l'ouverture hydraulique obtenue par la théorie de la perturbation décrite par Hasegawa et Izuchi (1983), sous forme de la solution de l'équation de la lubrification unidimensionnelle (Reynolds) corrigée par un facteur dépendant de δ , de Re et de $\varepsilon = s_m/\lambda$:

$$s_H^3 = \langle s^{-3} \rangle^{-1} \times \left[1 - \frac{3\pi^2(1-\delta^2)\delta^4}{5(1+\frac{\delta^2}{2})} \times \left(1 + \frac{13}{8085} \text{Re}^2 \right) \times \varepsilon^2 \right] \quad (\text{III-33})$$

Le terme entre crochets représente donc la différence relative entre les solutions de Navier-Stokes et de Reynolds.

Deux critères sont requis selon Zimmerman et Bodvarsson (1996) pour que la solution III-33 soit valide. D'une part, le nombre de Reynolds Re , qui indique si le régime de l'écoulement du fluide est laminaire ou turbulent, doit être inférieur à 1. D'autre part, le gradient de pression doit aussi répondre à un critère pour vérifier que le profil de vitesse laminaire est stable. Les calculs relatifs à la vérification de ces critères sont joint en Annexe I.

Les conditions de validité sont remplies sans ambiguïtés étant donné qu'une forte viscosité, une faible densité et de faibles ouvertures tendent à stabiliser le champ de flux. En se basant sur ce calcul, Zimmerman et Bodvarsson en concluent que de réelles instabilités d'écoulement ont peu de chances d'exister dans les écoulements naturels dans les fractures. Les écarts enregistrés par rapport à la loi cubique sont plutôt à mettre sur le compte des effets d'inertie dus à la tortuosité du cheminement.

La conductivité effective macroscopique d'un milieu hétérogène ne dépend pas seulement de la distribution statistique des conductivités locales mais aussi de la géométrie et de la façon topologique dont sont distribuées les conductivités. On peut calculer des limites inférieures et supérieures pour le paramètre conductivité effective global. Si on identifie la conductivité locale à s^3 , on peut ainsi borner la gamme dans laquelle variera le débit :

$$\langle s^{-3} \rangle^{-1} \leq s_H^3 \leq \langle s^3 \rangle \quad (\text{III-39})$$

$$\text{Limite inférieure du flux : } Q = \frac{|\nabla p|}{12\mu} \langle s^{-3} \rangle^{-1} = 9,39 \times 10^{-9} m^3 .s^{-1}$$

$$\text{Limite supérieure du flux : } Q = \frac{|\nabla p|}{12\mu} \langle s^3 \rangle = 1,84 \times 10^{-8} m^3 .s^{-1}$$

8.2.1.3 Modélisation de l'interface d'épaisseur non-uniforme sous METIS

La simulation numérique d'écoulement 2D au travers de la géométrie décrite sur la figure III-12 est maintenant réalisée par le code éléments finis METIS.

L'axe x est fixé le long de la paroi plane et l'axe y est pris dans la direction perpendiculaire.

Le flux est supposé s'effectuer de façon laminaire selon un gradient de pression appliqué de la gauche vers la droite de la figure III-12. La pression imposée sur le premier élément d'interface en $x = 0$ est constante et correspond à la charge hydraulique. Sur le dernier élément d'interface, en $x = 0,2$ m, on fixe une pression nulle. Le gradient hydraulique

correspond donc à la différence de pression fixée entre le premier et le dernier élément divisée par la longueur de l'interface (ici une seule période de 0,2 m).

La longueur de l'interface dans laquelle se fait l'écoulement se calcule en multipliant le nombre de mailles linéaires par la longueur (constante) d'une maille. Nous avons décidé de travailler avec une géométrie d'interface, de longueur 0,2 m. Nous avons testé différents maillages de 400, 600, 800 et 10000 éléments décrivant la sinusoïde en adaptant la longueur des mailles de manière à garder une longueur totale constante.

Les parois supérieures et inférieures sont des conditions limites imperméables.

Pour effectuer les calculs de flux, le code METIS utilise le paramètre transmissivité qui s'exprime comme le produit entre l'épaisseur des éléments d'interface et leur perméabilité (eq. II-21). Ainsi, si nous spécifions à la fois des épaisseurs variables de façon sinusoïdale et les perméabilités correspondantes calculées d'après ces valeurs, le produit des deux appliquera deux fois la variation sinusoïdale. Nous devons donc faire varier seulement un seul de ces deux paramètres et il semble plus logique, même si le résultat sera identique, de fixer la perméabilité des éléments d'interface constante et de spécifier des épaisseurs variables.

Selon la loi cubique, l'épaisseur et la perméabilité sont liées localement par la relation :

$$K = \frac{s^2}{12\mu} \quad (\text{III-40})$$

Cependant, nous nous sommes aperçus qu'en entrant ainsi les valeurs de perméabilité et d'épaisseur dans METIS, le code ne calculait pas correctement l'écoulement pour des ouvertures variables.

La loi cubique exprimée sous la forme :

$$Q = \frac{\rho g s^3}{12\mu} \frac{dp}{dx} \quad (\text{III-41})$$

peut se décomposer en un produit d'une constante égale à $\frac{\rho g}{12\mu}$, de l'ouverture au cube et du gradient de pression. C'est sous cette forme que METIS calcule correctement les débits à travers l'interface. La constante, égale à 817500 dans le cas où le fluide est de l'eau, est entrée dans le champ « perméabilité ».

Le calcul du débit dans la géométrie sinusoïdale est réalisé en régime permanent et l'interface est considérée comme totalement saturée, ce qui ne pose pas de problème particuliers puisque les solutions analytiques impliquent de toute façon un régime permanent saturé.

Nous avons réalisé plusieurs calculs :

- le calcul numérique en régime permanent (METIS) du flux pour le cas sinusoïdal.
- le calcul numérique (METIS) en régime permanent du flux pour le cas uniforme.

- le calcul analytique basé sur l'équation de Stokes résolue dans une géométrie sinusoïdale, en régime permanent
- le calcul « Loi Cubique » pour la valeur d'ouverture moyenne de l'interface, en régime permanent
- le calcul « Loi Cubique » pour la valeur d'ouverture minimale de la géométrie sinusoïdale de l'interface, en régime permanent

Les calculs ont été réalisés à la fois par METIS et par FLUENT, qui est un code de calcul CFD éléments finis qui résoud directement les équations de Navier Stokes.

8.2.1.4 Résultats

Les résultats obtenus pour le cas d'une charge hydraulique de 0,3m sont présentés dans le tableau III-2:

Type de calcul	Débit obtenu (m ³ .s ⁻¹)
Numérique cas sinusoïdal	9,18×10 ⁻⁸
Numérique cas uniforme	1,55×10 ⁻⁷
Analytique sinusoïdal (Stokes)	9,29×10 ⁻⁸
Loi cubique (ouverture moyenne)	1,55×10 ⁻⁷
Loi cubique (ouverture minimale)	3,35×10 ⁻⁸

Tableau III-2 : Débit obtenu par les différents moyens de calcul

Les résultats numériques du cas uniforme sont conformes à la loi cubique basée sur l'ouverture moyenne, ce qui témoigne du bon déroulement du calcul. Il est à noter que ce calcul LC surestime de façon importante le débit réel. Le résultat numérique du calcul d'écoulement dans la géométrie sinusoïdale est très proche du calcul analytique, qui est une solution exacte du problème. Le calcul opéré par METIS dans la géométrie 2D d'ouverture variable est donc validé. On s'aperçoit aussi dans le tableau III-2 que le calcul loi cubique qui se base sur l'ouverture minimale sous-estime pour sa part le débit réel.

Ces résultats ont été reportés, ainsi que ceux obtenus par FLUENT, pour des charges hydrauliques appliquées de 0,3m, 1m et 2m, sur la figure III-13 qui offre une meilleure lisibilité que les valeurs brutes.

L'analyse de la figure III-13 montre que METIS aussi bien que FLUENT calculent correctement les débits résultants de l'écoulement dans l'interface de géométrie sinusoïdale, les points sont très proches du résultat analytique. Ce résultat est très intéressant puisqu'il permet de conclure à la validité des deux codes pour ce type de calcul.

Nous avons également calculé les débits obtenus par utilisation de la loi cubique pour des ouvertures moyennes ou minimales, cette dernière correspondant à l'ouverture minimale décrite par la sinusoïde, perpendiculairement au flux. Il s'agit en fait du débit ne tenant pas compte de la géométrie sinusoïdale, comme si le fluide présent dans les « plis » de la sinusoïde ne se déplaçait pas. Le fait que les débits numériques calculés soient supérieurs à cette valeur indique que la géométrie non uniforme de l'interface est bien prise en compte par METIS et par FLUENT.

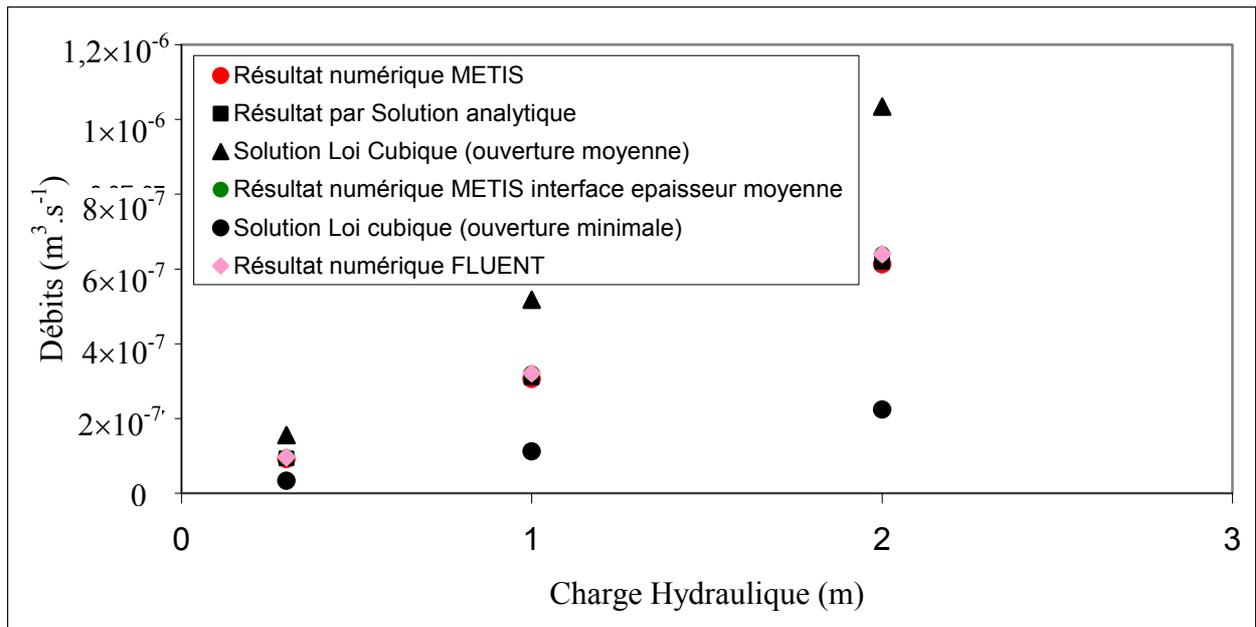


Figure III-13 : Comparaison des différents débits obtenus dans l'interface sinusoïdale en fonction de la charge hydraulique appliquée

Le résultat obtenu analytiquement à partir de Navier-Stokes pour chaque cas est compris entre le débit obtenu par « loi cubique ouverture minimale » et le débit « loi cubique ouverture moyenne ». Ce dernier est reconnu dans la littérature (Neuzil et Tracy, 1981) des milieux fracturés pour surestimer les écoulements dans une géométrie d'ouverture variable, ce qui semble confirmé par ces résultats.

L'examen détaillé des résultats numériques indique que METIS est plus proche du résultat analytique que FLUENT (de l'ordre de 1% d'écart pour METIS contre 3% d'écart pour FLUENT), comme l'indiquent les résultats présentés dans le tableau III-3.

Charge Hydraulique (m)	Débit Numérique Metis (m³.s⁻¹)	Débit Numérique Fluent (m³.s⁻¹)	Débit Solution analytique (m³.s⁻¹)
0,3	9,18 × 10⁻⁸	9,62 × 10⁻⁸	9,29 × 10⁻⁸
1	3,06 × 10⁻⁷	3,21 × 10⁻⁷	3,10 × 10⁻⁷
2	6,12 × 10⁻⁷	6,40 × 10⁻⁷	6,20 × 10⁻⁷

Tableau III-3 : Comparaison des débits obtenus numériquement en utilisant Metis et Fluent avec les débits obtenus par solutions analytiques

On peut aussi noter que des maillages plus raffinés utilisés pour décrire plus précisément la sinusoïdale dans METIS (600, 800 et 10000 nœuds) n'ont pas conduit à une réduction nette de l'écart à la solution analytique, ce qui indique que le maillage de 400 nœuds utilisé dans les simulations est suffisant.

D'après différentes géométries simulées nous avons déterminé que, lorsque l'on fournit des valeurs d'ouverture variables pour décrire la non-uniformité d'une interface, METIS ou FLUENT considèrent que les valeurs d'ouverture sont indifféremment disposées de la façon suivant III-14 a ou bien de façon symétrique suivant III-14 b.

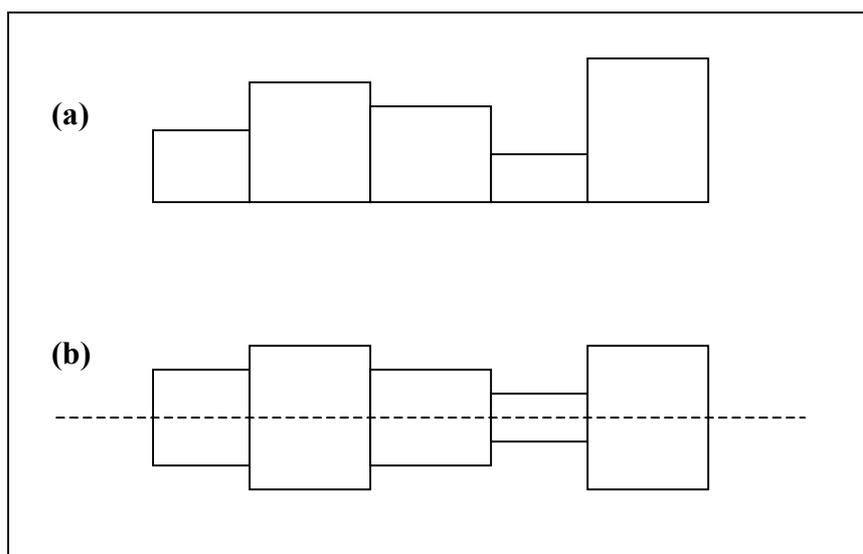


Figure III-14 : Schéma d'organisation des ouvertures variables (a) de façon asymétrique (b) de façon symétrique.

Il faut noter que les ouvertures présentées sur la figure III-14 ne sont pas représentatives des géométries simulées car elles ne sont ni sinusoïdales ni périodiques, elles servent uniquement à illustrer le propos.

Cette constatation est importante pour la suite des travaux sur les interfaces d'étanchéité composite car elle implique que seule la valeur d'ouverture « brute » sera utilisée dans les calculs d'écoulement, sans tenir compte des variations de cote éventuelles liées à une surface de la barrière minérale non-plane.

8.2.1.5 Solution analytique de l'écoulement d'un fluide dans une géométrie d'interface en créneaux

Le second type de géométrie testée est une interface dont l'épaisseur ne varie plus de façon continue et périodique, mais est uniforme suivant des domaines linéaires, présentant de fort contrastes d'ouverture, comme le montre la figure III-14.

Une géométrie a été générée, de longueur totale de l'interface de 20 cm, comme précédemment. Les détails de la configuration des ouvertures sont présentées dans le tableau III-4.

Épaisseur de l'interface (cm)	Extension du domaine de cette épaisseur (cm)
0,005	0 - 3
0,1	3,1 - 5
0,004	5,1 - 6
0,2	6,1 - 10
0,04	10,1 - 12
0,005	12,1 - 15
0,2	15,1 - 16
0,008	16,1 - 18
0,01	18,1 - 20

Tableau III-4 : Organisation géométrique des segments d'interface d'ouverture variable suivant des créneaux.

Le développement de la solution analytique pour une interface dont l'épaisseur varie suivant des portions d'ouverture constante est présenté dans cette partie.

La géométrie étudiée est une interface 2D dont les ouvertures s'organisent selon la géométrie présentée en figure III-15.

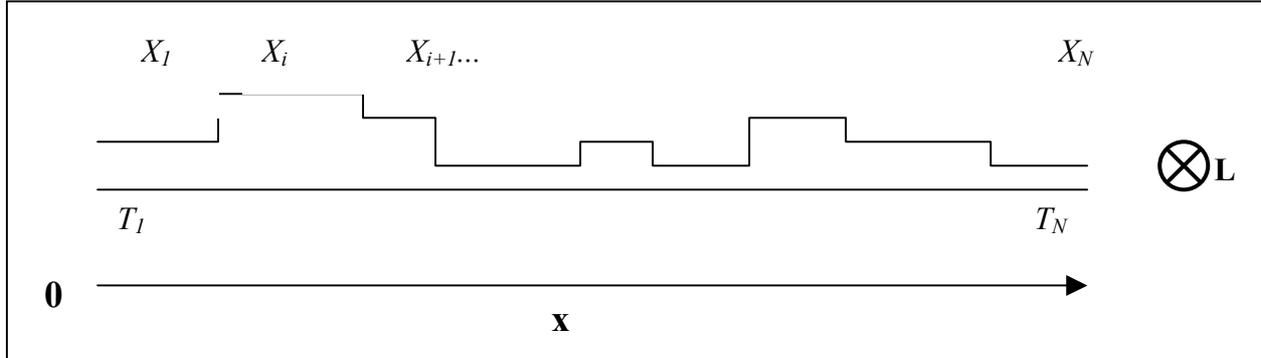


Figure III-15 : Schéma théorique de l'interface d'ouverture en créneaux.

Lorsqu'une charge hydraulique h est appliquée en 0, le débit en un point x de cette géométrie s'exprime localement suivant la loi cubique :

$$Q_x(x) = \frac{-s^3}{12\mu} \frac{dh}{dx} = -T \frac{dh}{dx} \quad (\text{III-42})$$

La conservation du débit Q entre le tronçon X_i et X_{i+1} s'écrit :

$$Q = Q_{x_{i+1}} = Q_{x_i} = -T_i L \frac{dh}{dx} = T_{i+1} L \frac{dh}{dx} \quad (\text{III-43})$$

On considère que pour Q fixé et L fixé, la transmissivité T_i sur un tronçon i est constante, ce qui permet d'écrire :

$$\frac{dh}{di} = cste = \frac{\Delta h}{\Delta x} = \frac{h_{i+1} - h_i}{x_{i+1} - x_i} \quad (\text{III-44})$$

Les conditions aux limites de ce système sont les suivantes :

- la charge h_l appliquée au niveau du tronçon X_l est égale à h_w , charge constante appliquée en entrée de l'interface ;
- la charge h_n du dernier tronçon est nulle.

En combinant les équations (III-43) et (III-44), on peut écrire :

$$Q = -T_i L \left(\frac{h_{i+1} - h_i}{x_{i+1} - x_i} \right) \quad (\text{III-45})$$

$$\text{soit } h_{i+1} - h_i = -Q \frac{x_{i+1} - x_i}{T_i L} \quad (\text{III-46})$$

Sommons sur l'ensemble des (n-1) tronçons :

$$\sum_{i=1}^{n-1} h_{i+1} - h_i = -\frac{Q}{L} \sum_{i=1}^{n-1} \frac{x_{i+1} - x_i}{T_i} \quad (\text{III-47})$$

la somme des charges est égale à la différence entre charges d'entrée et de sortie du système donc :

$$h_n - h_w = -\frac{Q}{L} \sum_{i=1}^{n-1} \frac{x_{i+1} - x_i}{T_i} \quad (\text{III-48})$$

soit, puisque $h_n=0$:

$$Q = \frac{h_w L}{\sum_{i=1}^{n-1} \frac{x_{i+1} - x_i}{T_i}} \quad (\text{III-49})$$

Cette équation (III-49) permet donc de calculer analytiquement, à partir de la charge hydraulique appliquée à l'entrée du système, le débit s'écoulant à travers n tronçons de longueur et de transmissivité connues.

8.2.2 Résultats de simulation obtenus

Les résultats de débit dans la géométrie décrite dans le paragraphe précédent, obtenus par METIS et par la solution analytique, qui est la solution exacte, sont présentés dans le tableau III-5.

Charge hydraulique	Débits calculés par solution analytique	Débits calculés par METIS
(m)	(m ³ .s ⁻¹)	(m ³ .s ⁻¹)
0,3	3,59×10 ⁻⁷	3,525×10 ⁻⁷
1	1,20×10 ⁻⁶	1,175×10 ⁻⁶
2	2,35×10 ⁻⁶	2,350×10 ⁻⁶

Tableau III-5 : Comparaison des débits s'écoulant dans l'interface en créneau, calculés analytiquement et numériquement.

On s'aperçoit que les résultats obtenus numériquement sont presque identiques à ceux obtenus analytiquement (moins de 2% d'écart), ce qui permet de vérifier le calcul numérique effectué par METIS dans des géométries d'interface d'ouverture variable.

9. Conclusion

Les observations relevées sur les essais expérimentaux de transfert advectif dans les dispositifs d'étanchéité composite ont mis en évidence que l'écoulement à l'interface est bien plus complexe que les suppositions des modèles présentés au chapitre II. Les phénomènes hydrodynamiques qui entrent en jeu, ainsi que la morphologie de l'espace dans lequel se font les écoulements, peuvent être comparés avec les écoulements dans les fractures rocheuses naturelles.

Malgré certaines différences, en particulier concernant l'organisation des irrégularités dans le plan où se fait l'écoulement, les similarités sont suffisamment importantes pour que

certaines des nombreux outils qui ont été développés dans le domaine des milieux fracturés puissent être transposés au cas de la quantification du débit de fuite dans une étanchéité composite. Bien entendu, toutes les approches développées ne sont pas applicables et une part importante de ce travail de thèse a été de sélectionner celles qui sont valides pour notre cas particulier.

La manière la plus simple d'envisager l'écoulement dans une fracture ou dans une interface d'étanchéité composite est de considérer qu'elle est délimitée par deux plans lisses et parallèles, hypothèse qui permet de quantifier le débit au moyen de la loi cubique et qui a servi à l'élaboration des solutions analytiques et des équations empiriques déjà présentées. Cependant, toutes les études sur le sujet s'accordent pour déclarer cette loi invalide dans le cas où les parois sont irrégulières et en contact partiel. Pour ce cas, qui concerne les étanchéités composites, l'écoulement ne s'effectue pas dans l'ensemble du plan d'interface mais suit des chemins préférentiels, correspondant aux zones de plus forte conductivité hydraulique, donc aux zones d'ouvertures importantes.

Divers modèles ont alors été développés pour reproduire cet écoulement préférentiel tout en quantifiant le flux avec une meilleure précision que la loi cubique. Certains ne s'appliquent qu'à l'écoulement dans la fracture, d'autres prennent en compte également l'infiltration du fluide depuis la fracture vers les parois.

Le modèle que nous avons retenu combine la loi cubique locale avec l'équation de Richards des milieux poreux non-saturés. En effet, nous avons choisi de considérer l'interface en tant que milieu poreux bidimensionnel qui se sature progressivement à partir du défaut.

Deux études préliminaires ont été menées pour vérifier le comportement du code de calcul retenu, correspondant à des cas où l'interface est d'épaisseur variable mais pour lesquels il existe une solution analytique qui permette de valider le flux simulé. Le code utilisé Metis a montré qu'il calculait parfaitement l'écoulement dans une interface bidimensionnelle d'ouverture sinusoïdale ou en créneaux.

Les conclusions des deux études préliminaires semblent donc indiquer que le modèle et le code de calcul retenu sont aptes à quantifier les débits de fuite dans les dispositifs d'étanchéité composite lorsque la transmissivité de l'interface est non-uniforme.

Cet outil doit donc être utilisé pour simuler les débits dans une interface réelle, possédant les propriétés géométriques d'une interface de fond d'Installation de Stockage de Déchets. L'acquisition de cette géométrie, nécessaire pour fournir au code numérique les ouvertures précises en chaque point du plan de l'interface n'est pas aisée. Le chapitre suivant est dédié à la présentation du dispositif expérimental et des protocoles développés pour assurer la mesure des flux dans des dispositifs d'étanchéité reconstitués au laboratoire et acquérir la géométrie de l'interface.

Chapitre IV: Expérimentations hydrauliques d'écoulements dans les dispositifs d'étanchéité composite

1. Introduction

Les essais expérimentaux réalisés au cours de la thèse et qui sont présentés dans ce chapitre ont permis de mesurer des débits de fuite sur différents dispositifs d'étanchéité composite reconstitués au laboratoire. Contrairement aux travaux précédents, décrits dans le second chapitre, qui cherchaient à se rapprocher autant que possible des conditions idéales de planéité de la surface de la couche d'argile compactée, nous avons cherché à introduire un degré de réalisme dans les dispositifs testés.

Les essais ont été réalisés à différentes échelles mais avec des matériaux identiques afin de faciliter l'interprétation des résultats et de permettre leur comparaison. Les objectifs de la partie expérimentale de ce travail sont exposés dans le second paragraphe. Les dispositifs expérimentaux mis au point et les matériaux qui ont servi à l'étude sont présentés respectivement dans les paragraphes 3 et 4. Le cinquième paragraphe présente les méthodologies qui ont été développées pour pouvoir réaliser les différents essais de quantification du débit d'interface dans les étanchéités composites, détaillées dans le paragraphe 6.

Dans ce sixième paragraphe l'impact que peut avoir la présence d'un géotextile à l'interface sur les débits de fuite dans le dispositif d'étanchéité est également analysé. Les différents cas étudiés où un géotextile comble l'interface sont donc à chaque fois comparés au cas où l'interface est vide. D'autre part, nous avons essayé de mettre en relation les débits mesurés avec divers facteurs, dont nous tenterons d'estimer l'importance relative.

Les conclusions tirées de ces travaux expérimentaux apportent une connaissance plus approfondie des mécanismes d'écoulements dans les dispositifs d'étanchéité. De plus, l'identification des facteurs de plus forte influence sur les débits mesurés permet de fournir quelques préconisations sur les bonnes pratiques à adopter pour limiter les transferts advectifs en fond d'étanchéité d'ISD en cas d'endommagement de la géomembrane.

2. Objectifs de l'étude et éléments nouveaux apportés

Les essais expérimentaux ont été réalisés pour répondre à plusieurs objectifs, qui sont les suivants :

- D'une façon générale, nous avons cherché à réaliser des essais hydrauliques sur des dispositifs d'étanchéité composite dans des conditions réalistes, en introduisant des paramètres qui rendent les essais plus conformes à la réalité de terrain : état de surface de l'argile semblable aux états de surface de site avec des marques de circulation d'engins, contrainte mécanique appliquée au système compatible avec une barrière de fond d'ISD en exploitation, c'est à dire sous plusieurs mètres de déchets, etc.. Seule la présence de plis dans la géomembrane n'est pas reproduite, car la grande dimension des plis (cf. chapitre I) interdit leur prise en compte réaliste dans des essais réalisés au laboratoire. Les observations effectuées au terme des essais hydrauliques doivent offrir la possibilité d'analyser l'écoulement, de savoir si celui-ci se fait suivant des cheminements d'écoulement préférentiel.

- Le second objectif est de déterminer avec précision la variabilité spatiale des ouvertures d'une interface d'étanchéité composite, soumise aux conditions énoncées précédemment pour disposer de conditions réalistes et rendre cette interface représentative d'une interface de site. Cette géométrie tridimensionnelle va permettre de mieux connaître la morphologie du milieu dans lequel se fait l'écoulement, qui fera l'objet de simulations numériques dans la dernière partie de ce travail de thèse : l'acquisition de la géométrie va être utilisée pour tenter de simuler un modèle de flux capable de prédire la gamme des débits de fuite potentiels à partir des ouvertures d'interface, les données modélisées étant comparées aux données hydrauliques réelles.

- Le dernier objectif est d'étudier l'influence de la présence d'un géotextile à l'interface sur les débits de fuite dans l'étanchéité composite. Le but global de l'étude est de déterminer si la pose d'un géotextile peut conduire à augmenter ou au contraire à réduire les débits de fuite en cas de défaut dans la géomembrane, en se plaçant dans les conditions les plus proches possibles d'un dispositif d'étanchéité au sein d'une Installation de Stockage de Déchets. D'autres questions seront aussi étudiées :

- identifier quels paramètres peuvent jouer sur les écoulements. Nous avons retenu l'importance de la contrainte mécanique appliquée sur le dispositif d'étanchéité, l'état de surface de la barrière argileuse et, bien entendu, les propriétés intrinsèques des différents produits testés. Ces points nécessitent une attention toute particulière car les analyses disponibles dans la bibliographie sur l'influence des deux premiers paramètres semblent diverger ;

- déterminer si on peut se contenter d'utiliser les résultats d'essais normalisés non-représentatifs des conditions qui existent sur site d'ISD pour évaluer les débits de fuite potentiels ou si des expérimentations plus fidèles à la réalité mais plus difficiles à mettre en œuvre sont requises;

- l'objectif final est de pouvoir préconiser ou non la pose d'un géotextile en prenant en compte son environnement une fois en place dans l'ouvrage et, en cas de nécessité de pose, de déterminer quel type de produit il est préférable d'utiliser.

La détermination de la géométrie précise de l'interface est une question qui a limité le développement de tous les modèles présentés dans le chapitre II et la réalisation d'essais à l'échelle métrique, tout en contrôlant les conditions de la mesure, constitue une avancée par rapport aux travaux antérieurs. La question de l'écoulement dans une interface d'étanchéité composite en présence d'un géotextile a été peu étudiée et devrait permettre d'étendre la compréhension des transferts advectifs dans les dispositifs d'étanchéité à des cas statistiquement très fréquents sur site selon les résultats de l'enquête présentée dans le premier chapitre de ce travail de thèse. Le tableau IV-1 présente une synthèse des essais menés au cours de ce travail de thèse.

Type d'essai	Dimension du dispositif expérimental (diamètre en m)	Etat de surface reproduit d'après moulage sur site	Contrainte mécanique appliquée (kPa)
Mesure de débit et acquisition de la géométrie d'interface	1	Oui	6
Mesure de débit et acquisition de la géométrie d'interface	1	Oui	64
Investigation rôle du géotextile	0,2	Non (lisse)	50
Investigation rôle du géotextile	0,2	Non (lisse)	100
Investigation rôle du géotextile	0,2	Non (état artificiel)	50
Investigation rôle du géotextile	0,2	Non (état artificiel)	100
Investigation rôle du géotextile	1	Oui	64
Investigation rôle du géotextile	1	Oui	134

Tableau IV-1 : Synthèse des essais réalisés, mentionnant l'échelle du dispositif et la nécessité éventuelle de reproduction d'état de surface

Nous avons choisi de travailler à deux échelles différentes, comme l'indique la synthèse des essais présentée dans le tableau IV-1. Les expérimentations qui ont pour but d'étudier la géométrie de l'interface et les écoulements qui y interviennent ne sont effectuées qu'à l'échelle métrique car eux seuls permettent de reproduire un état de surface de l'argile représentatif de site. Par contre, dans le cas de l'étude de l'impact de la présence d'un géotextile, la démarche est différente car des essais très simples pourraient être envisagés pour réaliser l'étude. En travaillant à différentes échelles mais surtout avec des dispositifs qui permettent de reproduire des conditions de plus en plus proches de celles qui existent en fond d'installation de stockage de déchets, nous avons la possibilité de vérifier si l'on obtient des conclusions similaires pour des conditions mécaniques et hydrauliques proches.

Cette étude doit ainsi permettre de mettre en évidence le rôle prépondérant que joue l'état de surface de l'argile compactée sur les écoulements, qui est au cœur du travail de thèse.

Pour les essais qui traitent du rôle d'un géotextile à l'interface, nous avons donc utilisé des dispositifs expérimentaux qui constituent des moyens d'investigation de réalisme intermédiaires entre l'essai le plus classique, celui de capacité de débit dans le plan suivant la norme EN ISO 12958 et une mesure in situ en conditions réelles. Le degré de réalisme introduit avec chaque dispositif est présenté dans le tableau IV-2. Plus la dimension de l'essai est importante, plus les résultats obtenus seront réalistes car les phénomènes physique se rapprochent de ceux qui interviennent sur le terrain.

Degré de réalisme	Type de dispositif	Environnement du géotextile étudié
1	Banc d'essai normalisé EN ISO 12958	<ul style="list-style-type: none"> • Charge hydraulique constante • Contact avec des plaques de mousse • Charge mécanique appliquée sur toute la superficie du produit
2	Cellule de mesure de transmissivité Ø 20 cm	<ul style="list-style-type: none"> • Charge hydraulique constante • Contact avec géomembrane et argile • Charge mécanique appliquée par granulats inclus dans résine • État de surface de l'argile non réaliste
3	Colonne d'essai Ø 1 m	<ul style="list-style-type: none"> • Charge hydraulique constante • Contact avec géomembrane et argile • Charge mécanique appliquée par couche granulaire • État de surface de l'argile réaliste
4 (non réalisé)	Fond d'ISD	Conditions réelles

Tableau IV-2 : Accroissement du degré de réalisme introduit dans les essais concernant les géotextiles à l'interface, en fonction du dispositif expérimental utilisé.

Les paragraphes qui suivent vont présenter les dispositifs expérimentaux utilisés pour remplir ces objectifs, ainsi que les matériaux qui ont servi à la réalisation des essais.

3. Présentation des dispositifs expérimentaux

Les essais hydrauliques de mesure de débit d'interface à travers des dispositifs d'étanchéité dont la géomembrane comporte un défaut ont été réalisés dans des dispositifs de mesure que nous allons présenter dans ce paragraphe, à deux échelles différentes, l'une décimétrique et l'autre métrique. Le principe est commun aux deux dispositifs. Il s'agit de reconstituer au laboratoire un dispositif d'étanchéité composite sur lequel il est possible de mesurer les transferts advectifs à travers un défaut placé au centre de la géomembrane. Au-delà de leur dimension, les deux systèmes présentent des différences que nous allons détailler dans les paragraphes qui suivent.

3.1 Dispositif de mesure de débit d'interface de dimension décimétrique

Les essais hydrauliques à l'échelle décimétrique, qui concernent aussi une partie de l'étude de l'influence d'un géotextile à l'interface sur laquelle nous reviendrons, ont été réalisés dans la cellule de mesure de transmissivité d'interface mise au point par Touze-Foltz (2001) et décrite dans Touze-Foltz (2002a).

Il s'agit d'une cellule en Plexiglas de 20 cm de diamètre accueillant une couche de sol compactée, une géomembrane et une plaque granulaire, sur laquelle on peut appliquer conjointement une contrainte mécanique et une charge hydraulique. La cellule de transmissivité se compose de trois parties, comme l'indique la figure IV-1 :

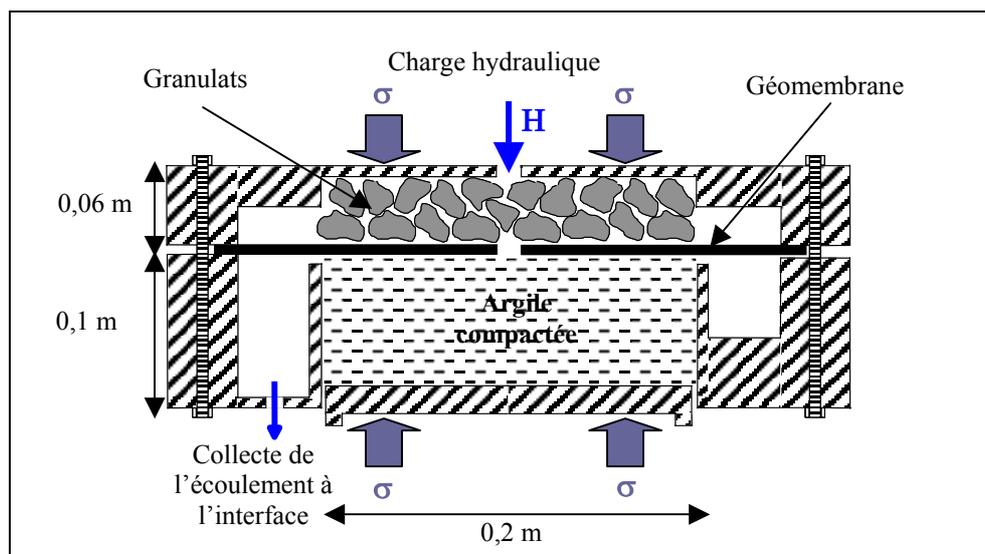


Figure IV-1 : Schéma en coupe de la cellule de mesure de dimension décimétrique (d'après Touze-Foltz, 2002a)

- Un socle épais de 6 cm qui sert de support au sol de l'étanchéité composite testée ;
- Une partie inférieure de 10 cm de haut, au centre de laquelle est compactée la couche d'argile représentant la barrière minérale, sur un diamètre de 20 cm. Cette partie contenant le sol compacté est séparée d'une zone périphérique servant à collecter l'eau qui s'est écoulée à l'interface. Cette rigole périphérique possède une sortie à la base servant à collecter l'écoulement à travers l'interface.
- Une partie supérieure de 6 cm de haut qui clôt la cellule. Elle est percée de deux ouvertures, l'une à laquelle on raccorde l'alimentation hydraulique permettant d'appliquer la charge, l'autre étant une vanne de purge pour évacuer l'air initialement présent dans la partie supérieure de la cellule. Dans cette partie supérieure vient se loger une plaque de résine époxy plane sur la face supérieure et incluant des granules 20/40 mm sur sa face inférieure. Ces granules sont en contact direct avec la géomembrane (cf Figure IV-1). Une contrainte mécanique est appliquée sur la partie supérieure de la cellule par une presse Wykeham Farrance équipée d'un anneau dynamométrique et les forces sont retransmises au dispositif d'étanchéité composite, comme le montre la photographie de la figure IV-2.

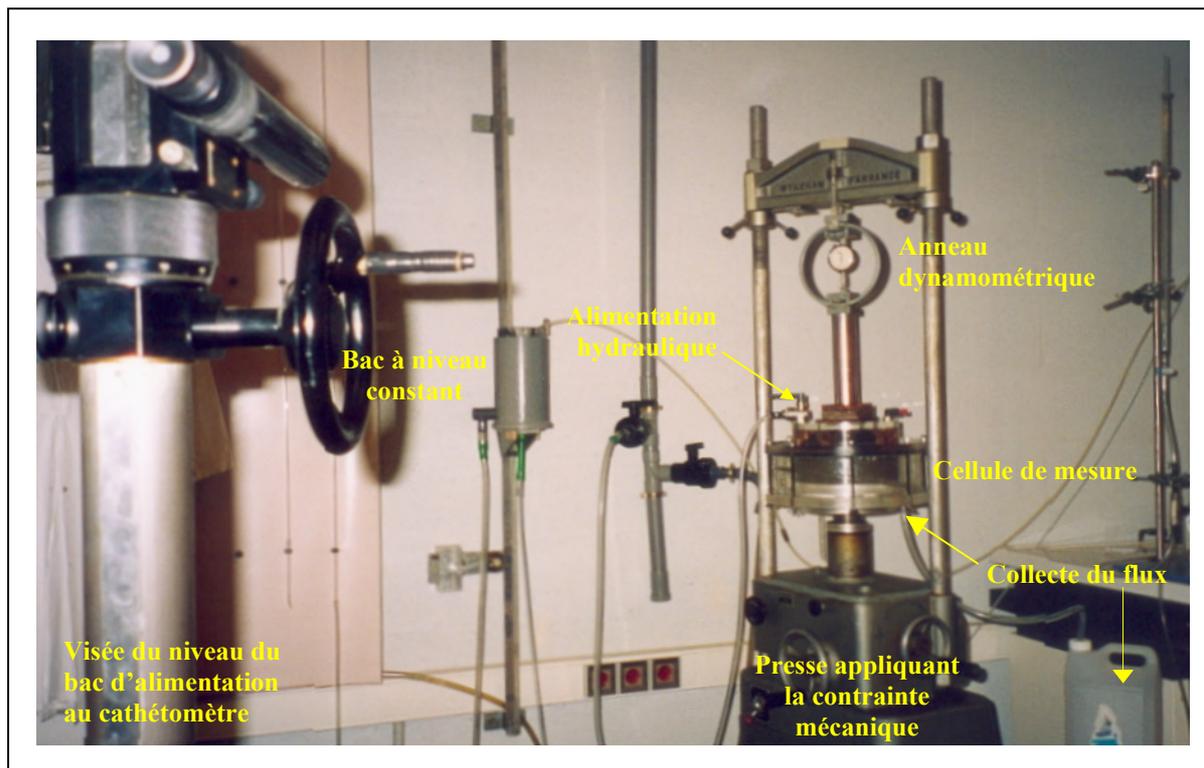


Figure IV-2 : Vue du dispositif de mesure en cellule de transmissivité.

L'application de la charge hydraulique se fait en utilisant un bac à niveau constant contenant de l'eau distillée. Le niveau du haut du bac est positionné précisément, par visée avec un cathétomètre, et la distance séparant ce niveau de la cote de la géomembrane, visée à travers la cellule de Plexiglas détermine la charge hydraulique imposée. Cette charge hydraulique demeure constante tout au long de l'essai.

L'eau distillée alimente donc la partie supérieure de la cellule et s'écoule à travers le défaut percé au centre de la géomembrane, puis dans l'interface. Si l'écoulement atteint la périphérie du système d'étanchéité, l'eau se déverse dans la rigole, traverse le trou de collecte à la base de la cellule et est acheminée par un tuyau jusqu'à un récipient. Ce récipient est pesé à intervalles réguliers pour déterminer la masse d'eau transportée par l'interface.

La mesure du débit sous une charge hydraulique constante se fait donc à l'aval du système.

La méthodologie de la préparation des matériaux et du montage de la cellule est détaillée dans Touze-Foltz (2001).

3.2 Dispositif de mesure de débit d'interface de dimension métrique

Le dispositif expérimental permettant de mesurer les débits de fuite dans des dispositifs d'étanchéité composite à l'échelle métrique offre la possibilité d'introduire un degré de réalisme accru vis-à-vis des conditions appliquées aux matériaux d'étanchéité, ce qui permet de réaliser des essais qui se rapprochent des conditions réelles auxquelles est soumis le dispositif d'étanchéité sur site. Le dispositif, représenté en coupe sur la figure IV-3, se compose de plusieurs parties :

- La première partie est un disque d'acier de 1 m de diamètre qui sert de base à la colonne d'essai, solidaire d'une poutre de la presse hydraulique dans laquelle est placée la colonne ;
- La seconde partie est un anneau d'acier d'un mètre de diamètre et de 30 cm de hauteur qui vient se positionner sur la base et dans lequel on compacte le sol utilisé en tant que barrière argileuse dans l'essai. Pour l'argile utilisée, qui sera décrite dans le paragraphe 4, 450 kg de sol compacté ont pris place dans cette seconde partie de la colonne. Un géotextile éventuel sous la géomembrane puis la géomembrane comportant un défaut sont placés à la surface de l'étanchéité minérale. Un géotextile de fort grammage est aussi ajouté en protection au-dessus de la géomembrane pour éviter le poinçonnement par les granulats, comme sur le terrain, sauf dans les essais sans géotextile à l'interface car la méthode de moulage de la géomembrane n'est pas applicable si celle-ci est recouverte par un géotextile épais anti-poinçonnant ;
- La troisième partie du dispositif expérimental est un autre anneau d'un mètre de diamètre mais de 25 cm de hauteur, que l'on remplit de granulats censés représenter la couche drainante présente en fond d'ISD (voir figure I-1 du chapitre I).

Cette colonne ainsi mise en place contient donc un dispositif d'étanchéité-drainage tel que l'on peut le rencontrer en fond d'ISD, à l'épaisseur de la barrière minérale près. Le défaut de la géomembrane est identique pour l'ensemble des essais présentés dans ce travail de thèse, de diamètre 4 mm taillé à l'emporte pièce. Un embout en PEHD est collé au niveau du défaut afin de pouvoir y fixer un raccord en forme de Y, sur lequel viennent se brancher deux tuyaux PVC. L'un de ces tuyaux sert à alimenter le défaut dans la géomembrane, l'autre de purge pour évacuer les bulles d'air du circuit hydraulique.

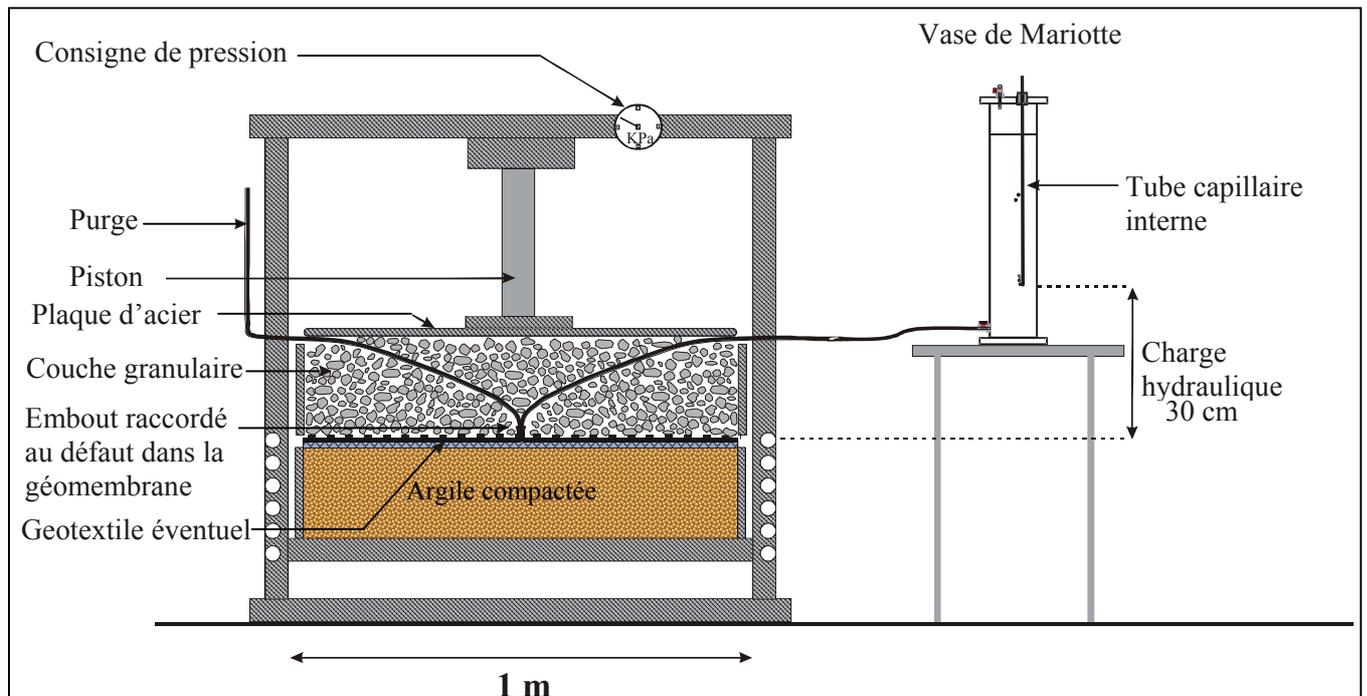


Figure IV-3 : Schéma en coupe du dispositif expérimental de mesure de débit d'interface à l'échelle métrique

La photographie de la figure IV-4 présente une vue générale d'une colonne d'essais en fonctionnement.

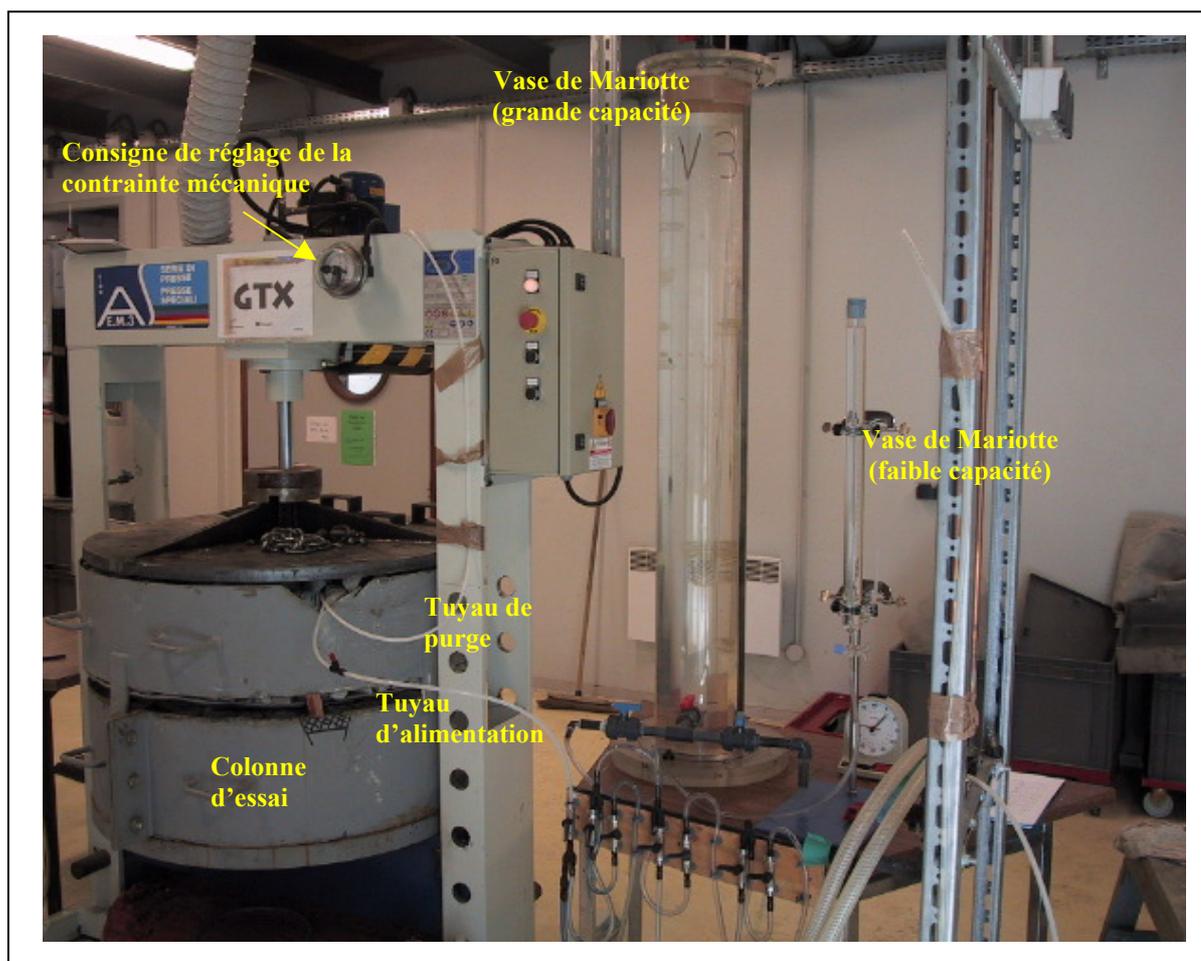


Figure IV-4 : Vue générale du dispositif de mesure du débit dans un système d'étanchéité composite à l'échelle métrique.

La rehausse de 25 cm de haut est placée au-dessus du cerclage contenant le sol, sans que les deux cerclages ne se touchent afin que le fluide qui s'écoule à l'interface puisse s'échapper du système en périphérie. Puis la couche granulaire est mise en place en prenant soin de placer les granulats à la main pour la première couche en contact avec la géomembrane et le raccord au défaut, qui est assez fragile. Le cerclage est ainsi rempli d'environ 350 kg de granulats. Les tuyaux du système hydraulique traversent cette couche drainante et émergent sur un bord de la rehausse dans laquelle a été pratiquée une ouverture, afin que les tuyaux ne risquent pas d'être écrasés lorsque la plaque d'acier vient prendre place au-dessus des granulats. Cette plaque est suspendue et mise en place à l'aide de la presse hydraulique. Sa masse est de 200 kg environs, si bien qu'avec la masse de la couche granulaire le dispositif d'étanchéité composite est soumis à une contrainte de 6 kPa même si la presse n'est pas en fonctionnement. Pour simuler la présence de déchets au-dessus de la couche drainante, il convient d'appliquer une contrainte mécanique supplémentaire. La presse hydraulique utilisée (AEM 3 Bergamo) permet d'appliquer 134 kPa de pression, ce qui permet de simuler la présence d'une colonne de déchets compactés de 14 m environ en se basant sur une densité de 0,9. La contrainte mécanique, maintenue constante par la presse, est appliquée par le piston au centre de la plaque d'acier qui la retransmet à la couche granulaire.

La presse hydraulique ajuste au cours du temps la force exercée pour maintenir la contrainte à la valeur sélectionnée.

Une fois le dispositif d'étanchéité en place et mis sous contrainte, les tuyaux du circuit hydraulique qui émergent de la couche drainante (cf figures IV-3 et IV-4) sont séparés : l'un est fixé verticalement, pour servir de purge, l'autre que nous nommons tuyau d'alimentation est branché sur un pupitre équipé d'un circuit hydraulique. Ce circuit permet de faire fonctionner deux ou trois vases de Mariotte de capacité différentes, d'alimenter ou au contraire de stopper l'écoulement vers la colonne d'essais au moyen de robinets. Le choix du vase de Mariotte à utiliser est uniquement fonction du débit qui s'écoule dans l'étanchéité composite. Le vase d'une capacité de 40 L est adapté aux débits importants, alors que les faibles débits ne pourront être mesurés qu'au moyen du vase de 50 mL. La charge hydraulique est appliquée de façon constante, suivant le principe du vase de Mariotte, et est fixée en réglant la cote du point d'entrée d'air par rapport au niveau du défaut dans la géomembrane, par visée avec un cathétomètre. Pour la quasi-totalité des essais, la charge hydraulique a été fixée à 30 cm, qui correspond à la réglementation française (cf Chapitre I).

La photographie de la figure IV-5 montre la mesure hydraulique simultanée du débit d'interface sur trois colonnes expérimentales, le détail du circuit hydraulique est visible sur la figure IV-4.



Figure IV-5 : Colonnes expérimentales dans lesquelles sont mesurés les débits à travers des dispositifs d'étanchéité composite.

Le débit de fuite du système d'étanchéité composite est donc mesuré en amont, contrairement aux essais en cellule de transmissivité, en relevant la baisse du niveau du liquide dans le vase de Mariotte servant d'alimentation suivant des intervalles de temps donnés, adaptés à l'écoulement enregistré. La durée totale des essais est très variable, allant de

quelques heures à plusieurs mois. D'une façon générale, on arrête un essai de mesure de débit lorsque celui-ci semble avoir atteint un régime permanent.

4. Présentation des matériaux

Dans le souci de réaliser des essais en laboratoire sur des systèmes d'étanchéité-drainage représentatifs des dispositifs de fond d'Installation de Stockage de déchets, les matériaux que nous avons utilisés sont semblables à ceux mis en oeuvre sur les sites. Comme expliqué dans le premier chapitre, les matériaux sont d'une part des géomatériaux dans les cas de la barrière minérale d'argile compactée et de la couche granulaire drainante, d'autre part des produits géosynthétiques pour la géomembrane et le géotextile.

Les différents matériaux utilisés dans la partie expérimentale de ce travail de thèse sont présentés dans les quatre parties qui suivent.

4.1 Géomembranes

Nous avons choisi d'utiliser les géomembranes les plus couramment posées en barrière d'étanchéité active de casier d'ISD qui sont, selon Rollin et al. (2002a), les géomembranes en PEHD. Nous avons donc utilisé des géomembranes en PEHD lisse de 2 mm d'épaisseur pour l'ensemble des essais, provenant du même producteur. Une nouvelle géomembrane a été préparée pour chaque essai car l'application de contraintes mécaniques et le contact avec les éléments rigides de la couche granulaire déforment toujours et endommagent parfois les géomembranes. Les géomembranes, mises en relaxation avant chaque essai, sont découpées à l'emporte-pièce pour les essais en cellule de 20 cm de diamètre et manuellement dans le cas des essais de dimension métrique. Pour l'ensemble des essais, un trou circulaire de 4 mm de diamètre a été percé au centre de la géomembrane en utilisant un emporte-pièce.

Dans le cas des essais en cellule de mesure de transmissivité de Touze-Foltz (2001), l'ensemble de la partie supérieure est mis en eau lors de l'application de la charge hydraulique (voir figure IV-1) ce qui permet l'alimentation du défaut circulaire.

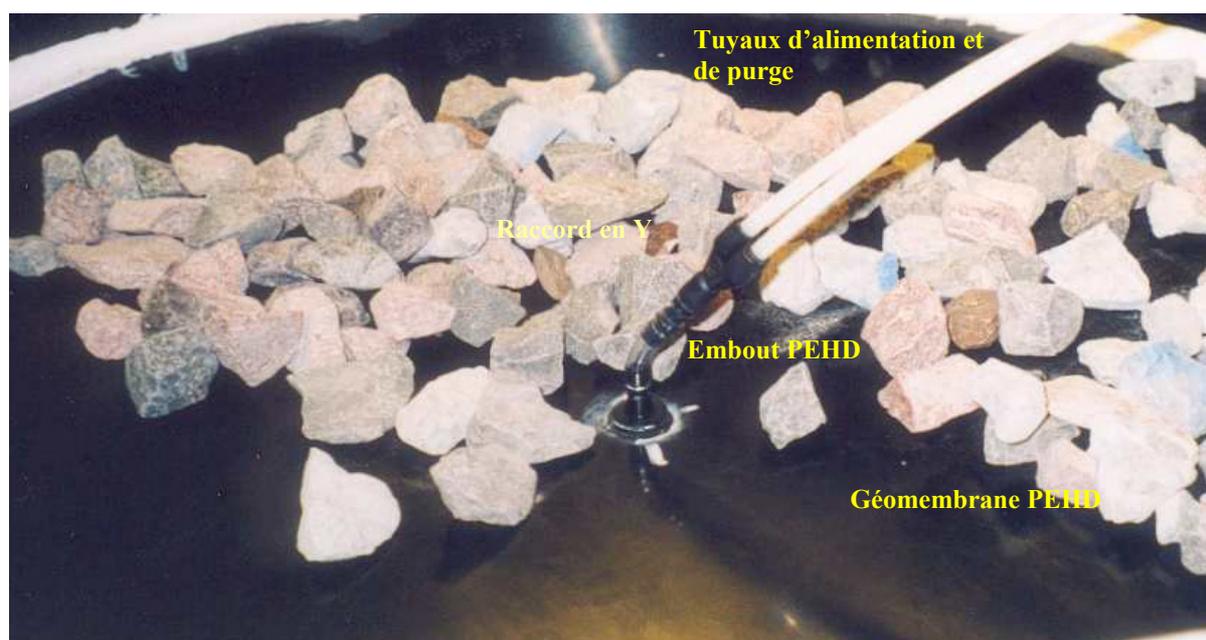


Figure IV-6 : Système de connexion des tuyaux d'alimentation et de purge au défaut de la géomembrane

Par contre, lors des essais en colonne de dimension métrique, la charge hydraulique n'est pas appliquée à travers l'ensemble de la couche granulaire mais seulement au niveau du défaut, en fixant un embout PEHD sur la géomembrane sur lequel viennent se raccorder les tuyaux du circuit hydraulique. Le détail du raccord au défaut est présenté sur la figure IV-6.

4.2 Géotextiles

La sélection des géotextiles testés dans l'étude concernant leur influence sur les débits de fuite lorsqu'ils sont posés sous la géomembrane a été faite à partir des résultats de l'enquête auprès des entreprises de pose de géosynthétiques et des exploitants d'ISD. Le graphique tracé en figure I-7 indique que les géotextiles non-tissés aiguilletés d'une masse surfacique proche de 300 g.m^{-2} représentent la majorité des produits employés sous la géomembrane, au contact de la barrière argileuse. Nous avons donc choisi de réaliser les essais avec les deux produits commerciaux les plus cités lors de l'enquête. Bien qu'il ne soit pas fait mention de l'usage de géotextile thermolié, nous avons choisi de tester aussi le comportement de ces matériaux, en raison de leur très faible épaisseur et parce qu'ils pourraient éventuellement constituer une alternative à l'usage des géotextiles aiguilletés. Les trois géotextiles retenus pour l'étude ont été dénommés GA, GB et GC respectivement par souci de confidentialité. Ils sont tous composés de fibres polypropylène (voir tableau I-1) et leurs principales caractéristiques sont données dans le tableau IV-3.

Géotextile	Type*	Masse surfacique (g.m^{-2})	Epaisseur sous 2 kPa (mm)	Epaisseur sous 50 kPa (mm)	Epaisseur sous 100 kPa (mm)
GA	NT-A fibres PP continues	300	2,8	1,56	1,39
GB	NT-A fibres PP continues	330	3,5	2,36	1,90
GC	NT- Thermolié Fibres PP	130	0,4	0,4	0,4

* : NT: Non-tissé, A: aiguilleté, PP : polypropylène

Tableau IV-3 : Propriétés des géotextiles étudiés, issus de l'enquête réalisée

Un nouveau géotextile a été utilisé pour chaque essai car les géotextiles sont contaminés au contact du sol argileux et perdent l'agent mouillant qui imprègne leurs fibres lorsqu'ils sont soumis à plusieurs cycles humidification/séchage, comme nous le verrons dans le paragraphe 6.3.3.4.

4.3 Argiles compactées

Le sol utilisé en tant que barrière minérale pour l'ensemble des essais expérimentaux doit répondre à deux critères : (1) il doit être représentatif des matériaux utilisés pour l'étanchéité passive en ISD et donc posséder une conductivité hydraulique inférieure ou égale à 10^{-9} m.s^{-1} ; (2) ses propriétés mécaniques doivent être compatibles avec le protocole de reproduction d'état de surface de site que nous détaillerons par la suite. En particulier, la

plasticité doit être importante lorsque le sol est à une teneur en eau aux alentours de l'optimum Proctor (cf. chapitre I).

Le sol utilisé provient de la formation géologique des Argiles d'Armance (Albien Inférieur) et plus précisément de l'épaisse assise argileuse qui forme la barrière d'étanchéité passive de l'Installation de Stockage de Déchets de Montreuil-sur-Barse (Aube). Etant donné que ce sol, qui contient comme principaux minéraux argileux de l'illite, de la smectite et de la montmorillonite, répond aux critères de plasticité et provient d'une barrière passive de site, il constitue un matériau idéal pour nos essais. D'autre part, il s'agit d'un sol déjà utilisé dans une partie des travaux de Touze-Foltz (2001). Son aspect est celui d'un sol fin, plastique, sa couleur est grise, sa conductivité hydraulique a été estimée in situ par Berroir et al. (1997) à $3 \times 10^{-10} \text{ m.s}^{-1}$. La teneur en eau du sol pour l'état de plasticité désiré correspond à 20 % environ, située du côté humide de la courbe de compactage qui possède un Optimum Proctor à 18 %.

4.4 Matériaux granulaires de la couche drainante

Les matériaux utilisés pour représenter la couche drainante qui assure la collecte et le transport des lixiviats vers les puits de pompage en fond d'ISD (voir figure I-1) sont des granulats non-calcaires concassés de granulométrie 40/80 mm, d'aspect semblable au ballast des voies de chemins de fer. Ces granulats ne sont pas coupants mais assez anguleux (cf. Figure IV-6), ce qui les rend différents de ceux utilisés sur les sites, qui sont plutôt des galets alluvionnaires donc de forme arrondie. Cependant, même pour certains essais réalisés sous une contrainte mécanique de 134 kPa en l'absence de géotextile de protection de la géomembrane, celle-ci n'a jamais été poinçonnée par les granulats.

5. Méthodologies développées pour la quantification des débits de fuite et l'acquisition de la géométrie d'interfaces d'étanchéités composites

5.1 Présentation des méthodologies développées

Les paragraphes développés dans cette partie présentent les méthodologies et les protocoles mis au point pour parvenir à reproduire dans les essais de laboratoire des états de surface d'argile compactée non-plans, et pour obtenir la géométrie de l'interface, entre la géomembrane et la surface du sol compactée.

Afin de rendre les dispositifs d'étanchéité testés au laboratoire plus réalistes, nous avons introduit deux paramètres : des états de surface de la barrière argileuse non-plans et des contraintes mécaniques appliquées sur le système d'étanchéité en accord avec les contraintes que peuvent subir les barrières en fond d'ISD, sous une épaisseur variable de déchets ménagers compactés.

Cependant, les essais de mesure d'écoulement dans la cellule de mesure de transmissivité élaborée par Touze-Foltz (2001), de diamètre 20 cm, sont réalisés à une échelle trop restreinte pour pouvoir reproduire un état de sol représentatif de ceux observés sur les sites. En effet, les marques laissées à la surface des barrières minérales sont de dimensions décimétrique à métrique, tenter de les transposer dans un dispositif expérimental de même dimension n'aurait pas de sens.

Les essais de dimension décimétrique en présence d'un état de surface non-plan ont donc dû être réalisés avec un état de surface artificiel, dans le sens où il n'est pas représentatif de la réalité des sites. Ce point est important car nous verrons que les conclusions tirées de cet essai diffèrent de celles tirées des essais de dimension métrique (effectués sur un état de surface conforme à la réalité) et que les différences sont en grande partie attribuables aux états de surface.

Pour cette raison, le dispositif expérimental à l'échelle métrique décrit plus haut a été employé pour la plupart des essais car celui-ci est de dimension suffisante pour pouvoir y reproduire des états de surface représentatifs du terrain. Ce point constitue une avancée importante puisqu'il permet de s'affranchir définitivement de la notion de condition de contact, définie dans le premier chapitre. Il introduit le degré de réalisme supplémentaire dans les essais qui faisait défaut aux travaux précédents et qui avait été remarqué par Touze-Foltz (2002b).

5.1.1 Acquisition d'états de surface de barrières minérales d'Installation de Stockage de Déchets

La non-planéité des états de surface de la barrière minérale sur site, après compactage et fermeture de la couche, a été analysée à partir des observations de terrain dans le chapitre III-2. Les irrégularités de l'état de surface ont surtout été attribuées au marquage par les pneus ou les chenilles des engins de chantier qui circulent à la surface de la barrière argileuse, soit lors de la fermeture de la couche, soit postérieurement pour déposer les matériaux géosynthétiques qui seront posés et assemblés sur la barrière minérale.

Ces marques de circulation d'engins, qui sont communes à l'ensemble des sites, nous semblent représentatives du type de rugosité de surface c'est pourquoi nous avons cherché à reproduire ces états de surface particuliers dans les dispositifs d'étanchéité testés au laboratoire.

Une campagne de moulage d'états de surface a donc été réalisée sur 10 barrières minérales d'ISD, au cours des travaux de mise en œuvre du système d'étanchéité en fond de casier. L'état de surface moulé devant correspondre exactement à la topographie de la barrière recouverte par la géomembrane, il faut intervenir pour réaliser le moulage de la zone juste avant la pose de celle-ci. Ainsi, la surface moulée correspond exactement à ce qui va former ensuite la limite inférieure de l'interface, aux évolutions liées aux contraintes mécaniques près. Ces évolutions de l'état de surface sous contrainte seront d'ailleurs prises en compte dans les essais au laboratoire puisque nous travaillons sous contrainte.

Le protocole détaillé de la prise d'empreinte d'état de surface sur site étant présenté en annexe III, nous ne le rappelons ici que succinctement.

Une fois la zone à mouler identifiée, nous plaçons un cerclage d'acier circulaire (diamètre 1 mètre) sur la zone dans lequel du plâtre polyester est coulé (cf. figure IV-7). Après la prise, le moulage obtenu est rapporté au laboratoire, nettoyé et renforcé par ajout

d'une couche de plâtre supplémentaire et d'une armature d'acier entre les stratifications de plâtre polyester.

Le choix du plâtre polyester comme matériau de moulage a été décidé pour de nombreuses raisons à partir d'essais préliminaires (Dubois et Ikeni, 2003) : (1) sa facilité d'emploi (mélange à l'eau, conditionnement etc..) ; (2) son aptitude à réaliser sa prise même en contact avec un sol humide ; (3) sa résistance mécanique en contrainte, sans commune mesure avec celle du plâtre classique ; (4) son coût limité ; (5) la fidélité de reproduction obtenue qui nous a semblée extrêmement satisfaisante sans qu'il ait été possible de quantifier ce point et (6) le temps de prise de courte durée, qui était un critère de sélection important étant donné que l'opération de moulage intervenait au moment des travaux sur les sites et que la prise d'empreinte ne devait pas risquer de perturber l'avancement du chantier de pose de géosynthétiques.



Figure IV-7 : Réalisation des moulages d'état de surface de barrière minérale sur différents sites.

L'un des dix moulages réalisés sur site a été retenu comme état de surface "moyen" et utilisé pour reproduire la topographie sur la couche argileuse des dispositifs d'étanchéité simulés au laboratoire, suivant un protocole décrit dans le paragraphe suivant. La topographie de l'ensemble des moulages de plâtre polyester a toutefois été analysée, nous reviendrons sur

ce point plus loin. D'autre part, la description précise d'état de surface a été exploitée numériquement en utilisant les données topographiques pour réaliser des simulations de prédiction de débit d'interface.

5.1.2 Reproduction d'états de surface dans les essais au laboratoire

La réalisation de mesures de débit d'interface de dispositifs d'étanchéité composite avec un degré de réalisme accru (cf. Tableau IV-1) demande donc d'utiliser des états de surface non-plans.

Les deux paragraphes qui suivent détaillent les protocoles appliqués pour reproduire d'une part un état de surface lisse ou artificiel en cellule d'essai de 20 cm de diamètre et d'autre part un état de surface réel en colonne d'essai de dimension métrique.

5.1.2.1 Reproduction d'états de surface dans le dispositif décimétrique

Les essais en cellule de mesure de transmissivité ont été réalisés soit sur état de sol lisse, soit sur état très irrégulier.

Une couche d'argile lisse représente la qualité de fermeture de barrière minérale idéale. Pour cela, on réalise le compactage de 1,5 kg de sol à la dame Proctor dans la cellule de transmissivité fixée à l'envers sur un socle en métal parfaitement plan. Une fois le sol compacté, la cellule est retournée et le sol est repoussé par le socle de plexiglas qui rentre dans la cellule jusqu'à ce que le sol affleure juste au niveau de la rigole servant à collecter les écoulements. En utilisant ce protocole, la surface de l'argile en place est quasi-parfaitement plane.

La reproduction de l'état de surface très irrégulier est plus technique. Étant donné que la couche d'argile compactée est soumise à une contrainte mécanique tout en étant humidifiée par l'eau circulant dans le plan du géotextile, celle-ci voit sa topographie modifiée et il est nécessaire de reproduire un nouvel état de surface irrégulier à chaque essai. De plus, pour pouvoir comparer les résultats obtenus pour les différents géotextiles entre eux ainsi que le cas sans géotextile, il faut disposer d'un état de sol identique pour l'ensemble des essais. La technique de reproduction de la topographie à partir d'un moulage rigide a été employée, selon un protocole simple : on forme un premier état de surface, en compactant l'argile avec une dame Proctor et de façon à laisser à la surface les marques circulaires du pied dameur. Une couche de plâtre polyester est alors coulée sur la surface, dans un cerclage de 19,5 cm de diamètre. Après solidification, une armature d'acier est déposée à la surface du moulage et une seconde couche de plâtre est ajoutée, de manière à obtenir finalement un moulage d'épaisseur et de résistance à la compression compatible avec l'usage que nous voulons en faire. Les détails du protocole sont disponibles en Annexe IV.

L'apparence de la face inférieure du moulage est visible sur une photographie présentée en figure IV-8 c.



Figure IV-8 : Protocole de reproduction d'état de surface artificiel

Ce moule, qui porte donc la géométrie irrégulière « négative » sur sa face inférieure (figure IV-8 c), est placé sur une couche d'argile en agrégats (figure IV-8 a et b) et fortement appuyé contre elle à l'aide d'une presse hydraulique, appliquant 13 kN pendant quelques secondes. Sous la charge mécanique, les agrégats d'argile qui possèdent une forte teneur en eau épousent la morphologie de l'empreinte de plâtre polyester en reforment donc la géométrie originale (figure IV-8 d).

Afin que la topographie soit orientée de la même façon pour l'ensemble des tests réalisés, on replace le moule de plâtre polyester dans une position toujours identique part rapport à la cellule grâce à des repères visibles sur la figure IV-24 b. Pour que l'état de surface ne soit pas aplani lors de la mise sous contrainte, on place le sol contenu dans la partie inférieure de la cellule sous atmosphère sèche à 32°C pendant 18 heures avant de procéder à l'essai. Ainsi, l'état de surface étant plus sec il est bien moins déformable et la topographie n'est pas écrasée. La distance maximale entre le point le plus haut et le point le plus bas de la topographie est de 30 mm environ.

La similarité entre trois surfaces reproduites par application de ce protocole a fait l'objet d'une partie de l'étude de Dubois et Ikeni (2003). Ils ont analysé la surface originale et trois reproductions au rugosimètre laser et ont comparé les topographies. Les conclusions

de ce travail confirment la finesse de reproduction des détails de la surface originale et la bonne reproductibilité des états de surface à partir du moulage.

5.1.2.2 Choix de l'état de surface de terrain à reproduire d'après les moulages réalisés sur sites

Bien que seulement dix prises d'empreinte aient été obtenues par application de la méthode présentée dans le paragraphe 5.1.1, nous avons observé un nombre de barrières minérales sur site bien plus important et, autant que nous pouvons juger à partir du recul que nous possédons, les zones moulées correspondant au marquage laissé par les engins de chantier constituent l'essentiel des non-uniformités des surface de barrière minérale d'ISD avant pose de l'étanchéité active.

La technique de rugosimétrie laser a été utilisée pour mesurer la topographie des 10 états de surface de barrières minérales de sites d'ISD. Les dix moulages de plâtre polyester de diamètre 1 m ont été mesurés avec un pas d'échantillonnage de 2 mm, en évitant les bords ce qui réduit légèrement la taille de l'acquisition. Les dix surfaces sont présentées sur la figure IV-9 en tant qu'image en relief ombré, avec une source lumineuse provenant de la direction 135° et une incidence de 20° par rapport à l'horizontale. Ces moulages représentent une large gamme de topographies de surfaces de barrière d'argile compactée, variant de surface très lisses correspondant à des zones presque non-marquées, telles que la surface F (cf. figure IV-9) jusqu'à des surfaces très irrégulières, comme les surfaces B, C et J, correspondant à des traces de pneus ou de chenilles dues à des passages d'engins sur la barrière. Les variations de topographie pour les surfaces assez lisses (surfaces A, E, F) sont inférieures à 2 cm alors que les écarts topographiques sur les surfaces rugueuses telles que B et J sont de l'ordre de 4 cm. Des données plus précises seront fournies plus loin dans le tableau IV-4.

La surface H a été retenue pour l'étude expérimentale car elle possède un état de surface intermédiaire entre J et F, ni de très bonne planéité ni très rugueuse et semble comporter à nos yeux les traits d'une barrière de fond d'ISD, cette question ayant déjà été discutée au début du chapitre III. La topographie montre de légères marques de passage d'engin sur l'ensemble de la surface, sans orientation préférentielle.

Les données de topographie sont suffisamment nombreuses pour pouvoir être traités statistiquement (250000 valeurs de hauteur par plaque analysée). L'objectif est de pouvoir décrire, au moyen d'un ou de plusieurs paramètres, un état de surface donné et ces paramètres pourraient aussi servir de base de comparaison entre les différentes surfaces.

La description d'une surface est un sujet délicat, qui fait l'objet de très nombreuses études touchant des domaines très variés. La rugosité a été initialement décrite et analysée sur des profils, mais de nombreuses applications industrielles nécessitent une description des surfaces. Certains auteurs (Dong et al., 1994) ont montré que les paramètres 2D définis dans les normes sur la rugosité peuvent être mal adaptés pour qualifier les surfaces 3D. Les outils existant les plus simples sont statistiques, parmi lesquels on trouve généralement l'écart type, la variance, le coefficient R_t et le coefficient RMS . L'inconvénient majeur de ces paramètres statistiques est qu'ils ne donnent aucune idée de l'agencement des irrégularités sur la surface et que des surfaces de topographies très différentes peuvent présenter des paramètres statistiques identiques.

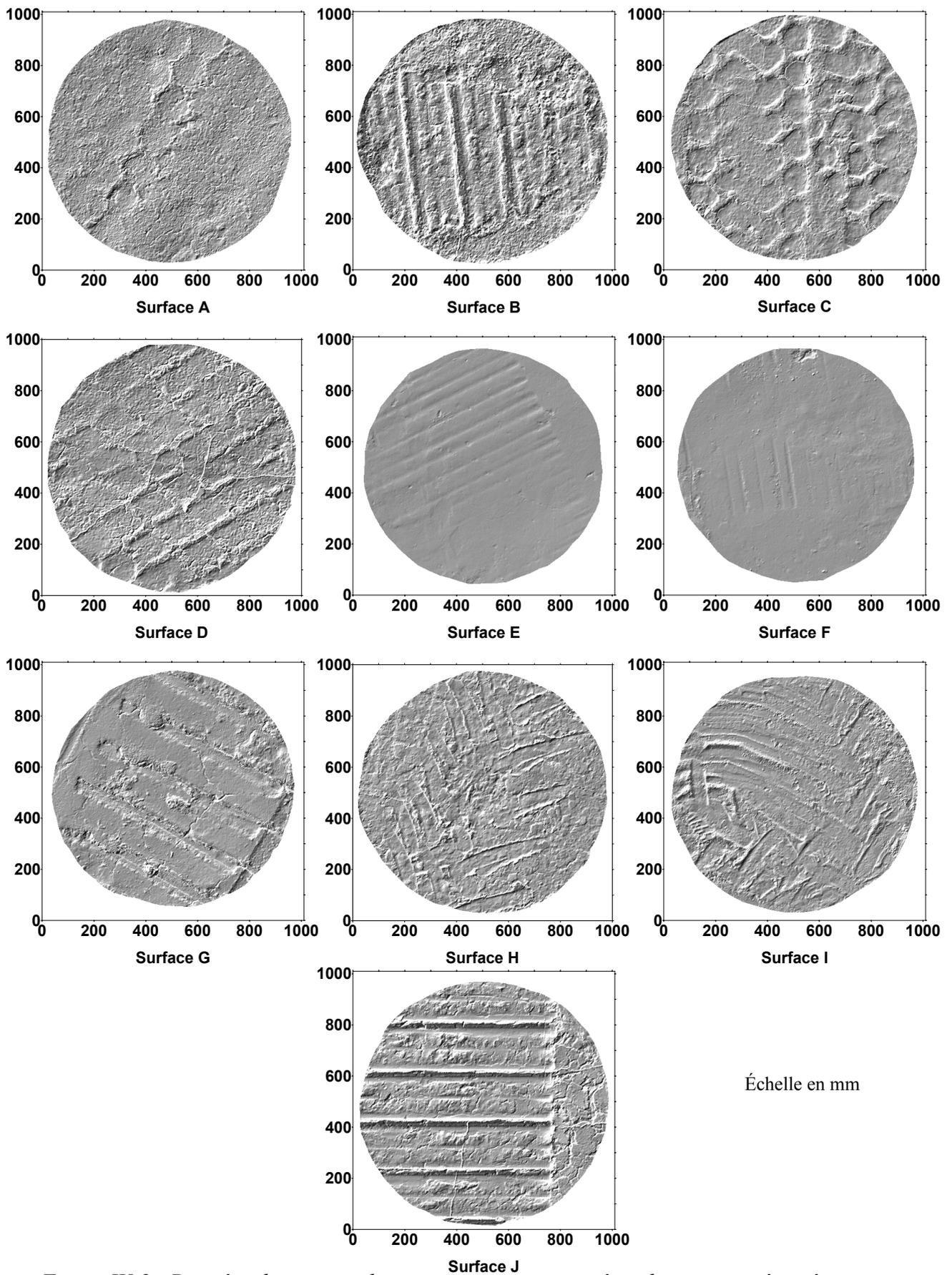


Figure IV-9 : Données de topographie acquises par rugosimétrie laser et représentées par image de relief ombré pour les 10 moulages réalisés sur sites.

Les travaux récents de Gadelmawla et al. (2002) recensent 59 paramètres disponibles pour évaluer la rugosité des surfaces. Sur une surface 3D, les paramètres 2D sont calculés pour une série de profils divisant la surface en sections, puis la moyenne de chaque paramètre est calculée pour toutes les sections.

Les paramètres de rugosité des surfaces peuvent être classés en 3 catégories : Les paramètres d'amplitude, les paramètres d'espacement et enfin les paramètres hybrides.

Les paramètres d'amplitude sont présentés comme les plus importants pour caractériser la topographie d'une surface et sont utilisés pour qualifier l'aspect vertical des écarts de la surface. R_a est la moyenne arithmétique des n hauteurs z_i aussi appelée Centre Line Average (CLA). Très simple à calculer, elle fournit cependant peu d'informations sur la surface. Sa définition mathématique est la suivante :

$$R_a = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |z_i| \quad (IV-1)$$

Le paramètre Root Mean Square (R_q) représente l'écart type de la distribution des hauteurs de la surface. Ce paramètre est plus sensible que R_a aux grands écarts par rapport à la ligne moyenne (CLA). On le calcule de la façon suivante :

$$R_q = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i^2} \quad (IV-2)$$

Le paramètre Ten Point Height (R_z) tient mieux compte des pics et des vallées occasionnelles de la surface que R_a . Il est défini suivant une norme ISO comme la différence de hauteur entre la moyenne des 5 plus hauts pics p_i et des 5 plus profondes vallées v_i le long d'un profil.

$$R_z = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n p_i - \sum_{i=1}^n v_i \right) \quad (IV-3)$$

On définit aussi la hauteur du pic le plus élevé (R_p) et la hauteur de la vallée la plus profonde (R_v), la moyenne de la hauteur des pics (R_{pm}) et la moyenne de la profondeur des vallées (R_{vm}). La hauteur maximale du profil ou de la surface R_t ne dépend que du point le plus haut et le plus bas :

$$R_t = R_p - R_v \quad (IV-4)$$

Il existe aussi la moyenne des distances maximales pic-vallée, nommée R_{tm} . Le third Point Height (R_{3y}) se calcule comme la plus grande distance entre le troisième plus haut pic et la troisième plus profonde vallée. Le facteur de solidité d'un profil (M) est défini comme le quotient de la profondeur maximale des vallées et la hauteur maximale du profil :

$$M = \frac{R_v}{R_p - R_v} \quad (IV-5)$$

Un paramètre intéressant est le coefficient de Kurtosis (R_{ku}) qui est le quatrième moment de la fonction de densité de probabilité de l'amplitude du profil. Il décrit en fait l'allure pointue ou aplatie de la densité de probabilité de la série de points. Si $R_{ku} < 3$, il y a relativement peu de hauts pics et de profondes vallées. Le coefficient de Kurtosis d'une série de N points se calcule par la formule suivante :

$$R_{ku} = \frac{1}{N \times R_q^4} \left(\sum_{i=1}^N z_i^4 \right) \text{ avec } z_i \text{ la cote du point } i \quad (\text{IV-6})$$

Les paramètres suivants demandent des calculs plus complexes. On définit la fonction de densité de l'amplitude (ADF), qui représente l'histogramme de distribution des hauteurs, par l'équation :

$$ADF(y) = \sqrt{2\pi R_q^2} \exp\left(\frac{-z^2}{2R_q^2}\right) \quad (\text{IV-7})$$

La fonction d'auto corrélation (ACF) décrit la dépendance des valeurs des données à une position par rapport aux valeurs à une autre position. Elle donne donc des informations sur les propriétés des longueur d'onde et d'amplitude d'une surface.

$$ACF(\delta x) = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N z_i \times z_{i+1} \quad (\text{IV-8})$$

les paramètres longueur de corrélation et la densité de puissance spectrale (PSD) ne se calculent qu'au moyen d'une machine et permettent respectivement de déterminer si une surface est périodique ou aléatoire et d'évaluer sa composante sinusoïdale.

Les paramètres d'espacement permettent de mesurer les caractéristiques horizontales des irrégularités.

Le High Spot Count (HSC) définit le nombre de régions élevées au-dessus de la Centre Line Average par unité de longueur. L'écartement moyen de pics adjacents (S) est calculé sur les valeurs telles que la distance verticale entre les pics adjacents soit supérieure à $0,1 R_t$. Le nombre $n(0)$ d'intersections du profil avec la CLA , le nombre de pics par profil et le nombre de points d'inflexion par profil sont également utilisés en temps que paramètres d'espacement.

Comme leur nom l'indique, les paramètres hybrides sont une combinaison de l'amplitude et de l'espacement. Parmi les plus courants, on trouve le Profile Slope at Mean Line (γ) : à chaque intersection, on calcule les pentes individuelles que font localement le profil avec la CLA , puis on calcule la pente moyenne. Ce paramètre se calcule donc à l'aide de l'expression suivante :

$$\gamma = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n-1} \tan^{-1}\left(\frac{\delta z_i}{\delta x_i}\right) \quad (\text{IV-9})$$

Une variante, la pente moyenne du profil (Δ_a) prend en compte l'ensemble des pentes de chaque segment compris entre 2 points adjacents, et se calcule comme suit :

$$\Delta a = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\delta z_i}{\delta x_i} \quad (\text{IV-10})$$

On peut aussi calculer le coefficient *RMS* de la pente moyenne du profil (Δ_q) :

$$\Delta_q = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{\delta z_i}{\delta x_i} - \varphi_m \right)^2} \quad \text{avec} \quad \varphi_m = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{z_i - (z_{i-1})}{x_i - (x_{i-1})} \right) \quad (\text{IV-11})$$

Grâce aux paramètres Δ_a et R_a , on peut calculer la longueur d'onde moyenne (λ_a) entre les pics et les vallées locaux, par la relation :

$$\lambda_a = \frac{2\pi R_a}{\Delta_a} \quad (\text{IV-12})$$

De façon similaire, on calcule aussi la longueur d'onde *RMS* (λ_q) à partir de R_q et Δ_q .

Un paramètre intéressant également est le Bearing Area Length (t_p) qui est défini comme le pourcentage de matériau du profil correspondant à une certaine cote. Ce paramètre est un indicateur utile pour connaître la surface de contact effective d'une surface rugueuse.

Il existe encore de très nombreux paramètres décrivant telle ou telle particularité de profils et de surfaces, la difficulté est de savoir quels paramètres choisir en fonction de la surface à analyser, de ce que l'on souhaite analyser et enfin il faut évaluer la pertinence des paramètres, comme l'ont fait Bigerelle et al. (2003) pour une centaine de paramètres de rugosité utilisés en contrôle de qualité de surfaces industrielles.

Certains des paramètres parmi les plus courants ont été calculés pour les dix surfaces et reportés dans le tableau IV-4. Nous avons cherché à déterminer si les paramètres utilisés sont significatifs. La démarche adoptée est la suivante : nous avons identifié visuellement sur la figure IV-9 les surfaces les plus lisses (A, E et F marquées en orange dans le tableau) et les surfaces les plus irrégulières (B, C, G et J en vert). Ensuite, nous avons essayé de déterminer, paramètre par paramètre, si une valeur, une gamme de valeur ou bien un seuil pouvait départager les deux groupes de surfaces classées empiriquement.

Identification moulage	R_v	R_p	CLA	R_t	$\sqrt{(z - \bar{z})^2}$	R_q	$M=R_v/R_t$	R_{ku}	variance
A	152,32	171,39	163,47	19,07	2,28	163,49	7,99	1,000	5,21
B	147,74	183,36	163,28	35,62	4,90	163,35	4,15	1,003	24,05
C	137,39	158,18	146,65	20,79	3,43	146,90	6,60	1,002	11,74
D	147,44	187,33	158,75	39,89	3,21	158,78	3,69	1,002	10,35
E	165,45	172,93	168,98	7,48	1,28	168,98	22,12	1,000	1,64
F	171,98	182,14	176,85	10,16	1,95	176,86	16,92	1,000	3,80
G	160,92	183,45	173,06	22,53	3,89	173,11	7,14	1,002	15,16
H	146,73	165,52	154,10	18,79	1,805	154,11	7,81	1,000	3,26
I	148,02	165,64	155,58	17,62	1,89	155,59	8,40	1,000	3,57
J	155,00	187,00	167,26	32,00	5,47	167,54	4,84	1,014	20,8

Tableau IV-4 : Paramètres statistiques calculés à partir des données rugosimétriques des dix états de surface moulés sur sites d'ISD

Ainsi, on s'aperçoit que les trois surfaces les plus lisses (A, E et F) peuvent se caractériser, par rapport aux autres surfaces :

- par un paramètre R , inférieur à 20 mm ;
- par un écart type inférieur à 3 ;
- par un coefficient M élevé, supérieur à 8 ;
- par un coefficient de Kurtosis R_{ku} de 1 ;
- par une variance faible, inférieure à 6.

Le paramètre R_q , quand à lui, ne semble pas pouvoir être utilisé pour départager les états de surfaces lisses des états de surface rugueux.

Les paramètres calculés pour les trois surfaces en orange dans le tableau présentent une certaine homogénéité et leurs valeurs se démarquent de celles obtenues sur les surfaces irrégulières. Il semble donc que ces paramètres statistiques simples puissent être utilisés pour réaliser une première caractérisation des états de surface.

Pour vérifier l'aptitude des paramètres calculés à caractériser les états de surface, analysons maintenant les trois états de surface de qualité intermédiaire qui n'appartiennent à aucune catégorie prédéfinie. Le coefficient R_t de la surface D est de 39, son écart type supérieur à 3 et sa variance sont élevés, son coefficient M est très faible et le coefficient de Kurtosis est supérieur à 1. L'ensemble de ces valeurs indique sans équivoque une surface de type irrégulière. L'examen de la surface D sur la figure IV-9 confirme d'ailleurs qu'il s'agit d'un état de barrière marqué par le passage d'engins. La même analyse des paramètres calculés pour les surfaces H et I montre que ceux-ci remplissent les conditions pour que ces moulages soient considérés peu rugueux, car ils répondent aux critères énoncés plus haut pour les surfaces les plus lisses. La figure IV-9 présente en effet des états de surface des moulages H et I assez plans, sur lesquels le marquage est peu profond.

Les paramètres calculés se révèlent donc valables pour caractériser sommairement les dix états de surface étudiés dans ce travail de thèse. Il serait cependant intéressant de compléter cette étude par des analyses plus poussées.

5.1.2.3 Reproduction de l'état de surface retenu dans les essais de dimension métrique

Le protocole de reproduction de l'état de surface d'après moulage prélevé sur site dans les essais de laboratoire n'a été appliqué qu'aux essais de dimension métrique (cf Tableau IV-2).

Parmi les 10 moulages de plâtre polyester réalisés (cf. figure IV-9), nous avons donc sélectionné la surface H pour réaliser l'ensemble des mesures hydrauliques de dimension métrique, afin de pouvoir comparer les essais entre eux en s'affranchissant de l'effet de la topographie du sol.

L'objectif du protocole de reproduction est de pouvoir réaliser, pour chaque essai hydraulique dans les colonnes de dimension métrique, une empreinte de la topographie portée par le moulage sur le sol représentant la barrière minérale dans l'essai. Le moulage de plâtre

Il a été effectué sur site possédant la géométrie négative par rapport à celle du sol du site (les creux deviennent des reliefs et inversement), la seconde reproduction du moulage sur le sol dans la colonne permet d'obtenir finalement la topographie conforme (positive) à celle moulée sur site.

Il est nécessaire de procéder pour chaque nouvel essai à une étape de reproduction préalable de l'état de surface car ceux-ci subissent des modifications lors de l'application de la géomembrane puis des contraintes mécaniques. Le protocole exact est détaillé en annexe V, nous décrivons ici seulement le principe et les principales étapes de ce protocole.

Le principe général de la reproduction de l'état de surface est de presser le moulage contre l'argile de la colonne d'essais de façon à y imprimer la topographie. Des tests préalables (Dubois et Ikeni, 2003 ; Bessières, 2003) ont montré qu'il est très difficile d'obtenir une bonne reproduction en pressant le moulage contre la surface lisse de l'argile compactée. De bien meilleurs résultats sont obtenus en plaçant à la surface de l'argile compactée une couche de 7 – 8 cm d'argile foisonnée en agrégats centimétriques, à forte teneur en eau pour qu'ils possèdent une plasticité élevée (cf figure IV-10). Pour que la topographie soit toujours reproduite de façon rigoureusement identique, des repères marqués sur le moulage que l'on aligne par rapport à des points fixes de la colonne permettent de la replacer toujours dans la même position. La plaque d'acier de 1 m de diamètre est ensuite placée sur la couche de sable, puis une contrainte mécanique est appliquée plusieurs fois de suite. Sous l'effet de la force appliquée, les morceaux d'argile se déforment, s'agrègent en épousant la topographie de la plaque. L'état de surface du moulage est ainsi reproduit sur le sol.

Etant donné que la couche supérieure de l'argile compactée, correspondant à l'ancienne couche d'argile foisonnée, possède une teneur en eau assez forte, on laisse la couche d'argile sécher au moins 12 h avant de mettre en place la géomembrane et de monter l'essai.

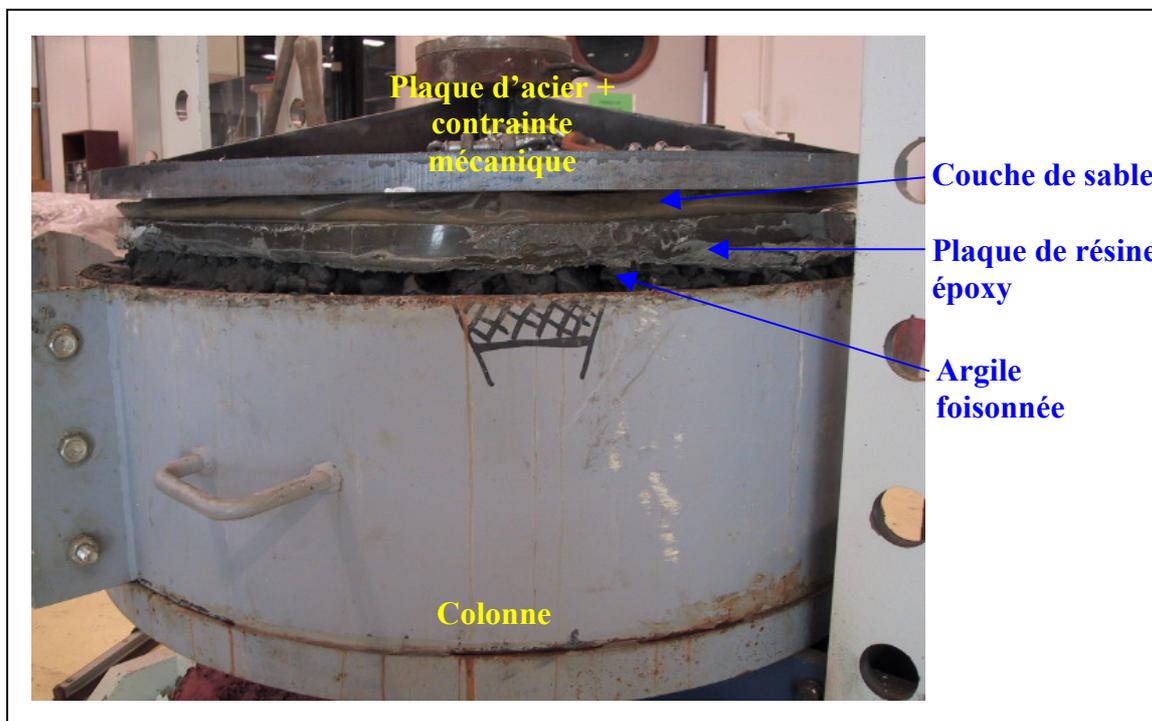


Figure IV-10 : Reproduction de l'état de surface par pression du moulage contre l'argile de la barrière minérale d'étanchéité

Ce protocole permet donc d'obtenir une couche d'argile disponible pour l'essai qui présente un état de surface représentatif des zones non-planes des barrières de fond d'Installations de Stockage de Déchets. La valeur de la conductivité hydraulique de cette couche d'argile ainsi remaniée n'a pas été mesurée mais au vu du processus de compactage, qui applique de fortes contraintes, celle-ci ne doit pas être différente du reste de la colonne.

5.1.3 Méthodologie de l'acquisition de la géométrie de l'interface

L'objectif de ce protocole expérimental est d'obtenir la géométrie tridimensionnelle de l'interface, au terme de la mesure hydraulique du débit dans l'étanchéité composite. La démarche est identique à celle de Hakami et Larsson (1996) qui ont développé une technique pour réaliser à la fois les essais d'écoulement et la mesure des ouvertures sur un échantillon de fracture naturelle. La difficulté de l'acquisition de la géométrie de l'interface réside dans sa nature même, puisqu'il s'agit d'un espace vide délimité par deux surfaces en contact partiel. Deux possibilités peuvent en théorie permettre de mesurer la géométrie de l'interface :

- soit en mesurant la géométrie des deux surfaces qui la délimitent. Cependant, la mesure de ces surfaces demande leur séparation. Il convient donc de replacer les données mesurées dans la position initiale exacte pour reconstituer l'interface.
- soit en comblant le vide de l'interface par un matériau, puis en mesurant l'épaisseur de ce matériau. Hakami et Larsson (1996) ont ainsi procédé à l'injection de résine époxy fluorescente dans la fracture à la suite de la mesure expérimentale du débit, puis réalisé des coupes dans leur échantillon pour observer directement au microscope l'ouverture de la fracture. Cette méthode n'est cependant pas applicable à notre étude pour des raisons d'échelle évidentes : il n'est pas envisageable de procéder à la mesure, par observation quantitative au microscope, de l'ouverture spatiale d'une interface de dimension 1 m tout en obtenant une bonne précision.

Quel que soit le principe de détermination de la mesure de l'interface retenu, nous devons procéder dans notre cas à une copie de la géométrie des deux surfaces qui encadrent l'interface par des matériaux rigides et transportables, car la mesure des surfaces ne se fait pas sur place. Des méthodologies ont été développées par Yeo et al. (1998) et Isakov et al. (2001) pour reproduire des surfaces de fractures rocheuses. Elles se basent sur un moulage de la surface originale par un matériau souple, puis le contre-moulage du matériau souple par un matériau rigide, transparent ou non. Nous allons voir que la méthodologie que nous avons mise au point s'apparente assez aux protocoles décrits par ces auteurs, avec toutefois quelques modifications apportées.

5.1.3.1 Réalisation du moulage de l'interface

Nous avons retenu la seconde méthode citée plus haut. Elle consiste globalement à mouler la géomembrane, à mouler la surface du sol et, après repositionnement exact de ces deux surfaces, à mouler au silicone l'espace entre les deux surfaces, c'est à dire l'interface. Il faut ensuite récupérer, après solidification, le moulage de l'interface en silicone fixé totalement sur l'un des 2 moulages, géomembrane ou sol. Cet ensemble est transporté sur le lieu de mesure où se trouve le rugosimètre laser. On procède à une première mesure du moulage de silicone de l'interface fixé sur le moulage support puis, sans modifier la position du moulage support, on retire la couche de silicone, ce qui nécessite l'utilisation d'un matériau non-adhérent et souple. Une seconde mesure topographique est effectuée sur le

moulage support suivant un maillage identique au précédent. Par différence des hauteurs mesurées lors des deux balayages de surface par le rugosimètre, on obtient en chaque point du maillage l'épaisseur de l'interface.

Lorsque l'on examine le problème plus en détail, on s'aperçoit qu'il convient de réaliser le moulage exact des parois de l'interface, dans les conditions qui régnaient au moment de l'écoulement mesuré. Si l'argile compactée peut être moulée après démontage du dispositif d'étanchéité, car le sol est plastique et les déformations qu'il a subi suite à l'application des contraintes mécaniques persistent après leur suppression, il n'en est pas de même pour la géomembrane. En effet, il s'agit d'un produit élastique. La suppression des contraintes exercées provoque une réponse élastique de sa géométrie par rapport à sa forme sous contrainte, sauf au niveau de quelques points d'application de contraintes localisées au niveau d'éléments de la couche granulaire, où la déformation de la géomembrane en PEHD est irréversible. Par conséquent, pour acquérir la géométrie de la géomembrane telle qu'elle est au cours de la phase d'essai hydraulique, il faut figer sa topographie telle que sous l'application de la contrainte, c'est à dire en présence de la couche granulaire.

Pour cela, nous avons placé 4 tuyaux plastiques rigides de diamètre 8 mm, indépendants du circuit hydraulique (cf. figure IV-11), qui traversent la couche granulaire jusqu'à atteindre la géomembrane. En fin d'essai hydraulique, les tuyaux sont utilisés pour injecter un matériau de moulage fluide qui va se répandre dans la couche granulaire et mouler la surface de la géomembrane en présence de la contrainte mécanique.

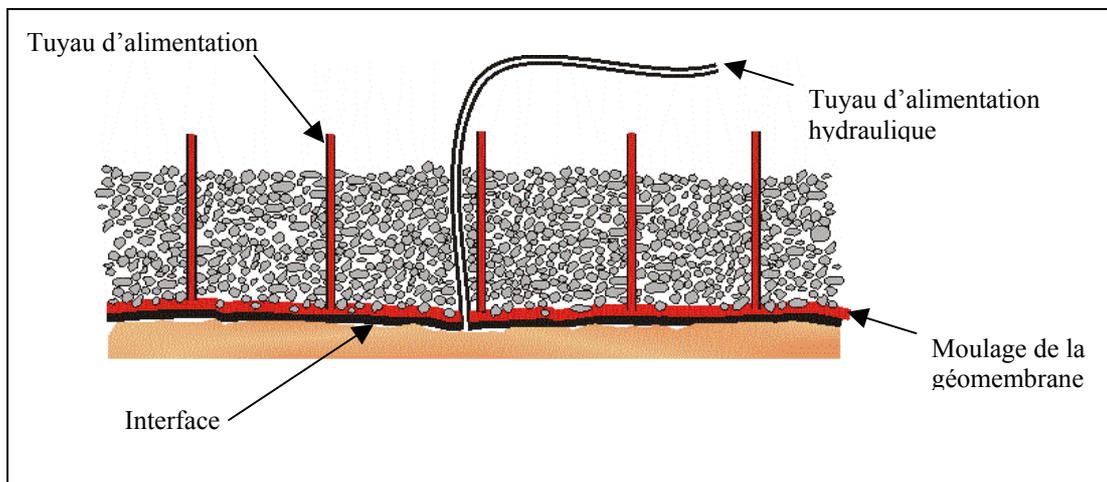


Figure IV-11 : Coupe schématique illustrant le protocole utilisé pour mouler la surface de la géomembrane en présence de la couche granulaire et de la contrainte mécanique

L'utilisation de ce protocole permet d'obtenir, après solidification du matériau de moulage, la surface supérieure de la géomembrane. Le matériau de moulage doit posséder les propriétés suivantes : (1) il doit être rigide et non-déformable car il faut que la plaque soit d'une épaisseur limitée (à cause du poids) tout en étant transportable (2) il doit être assez fluide pour pouvoir descendre par gravité dans les tuyaux plastiques de diamètre restreint et pouvoir parfaitement s'écouler entre les granulats reposant sur la géomembrane (3) sa prise doit être suffisamment lente pour que tout le matériau ait le temps de s'écouler depuis le récipient d'alimentation jusqu'à la totalité de la surface de la géomembrane. Nous avons

retenu la résine époxy, en choisissant parmi les nombreux produits disponibles celui offrant un bon compromis entre la fluidité, le temps de prise et la dureté finale de la résine après polymérisation. La résine retenue est l'Araldite CY219 combinée au durcisseur HY5161 (Ciba Polymers).

En supposant que l'épaisseur d'une géomembrane PEHD lisse de 2 mm est constante à une échelle de 1 m (ce qui semble une hypothèse acceptable d'après les résultats obtenus par Dove, 1996) nous disposons d'une plaque (ayant piégé la couche de granulats qui était en contact avec la géomembrane) dont la surface inférieure est lisse, qui peut être transportée car son poids est de l'ordre de 50 kg et qui correspond exactement à la géométrie de la géomembrane.

Une fois le moulage de la géomembrane réalisé, on procède à la pose de repères sur celui-ci par rapport à des points fixes extérieurs. Ces points fixes qui sont utilisés par la suite pour replacer les deux moulages (moulage géomembrane et moulage sol) sont (1) le centre du dispositif expérimental. On fixe un anneau au piston de la presse hydraulique, qui est au centre de la colonne et un fil à plomb suspendu indique le centre avec précision ; (2) les montants latéraux de la presse sont utilisés pour tendre 2 fils, qui servent à tracer des lignes de recalage sur les moulages et (3) un dernier repère est nécessaire pour pouvoir définitivement replacer les moulages dans l'espace. Un repère perpendiculaire aux montants de la presse est marqué sur la tranche des moulages, qui indique leur orientation finale une fois centrés.

Les repères marqués à la surface des moulages sont présentés sur les figures IV-12 et 13.

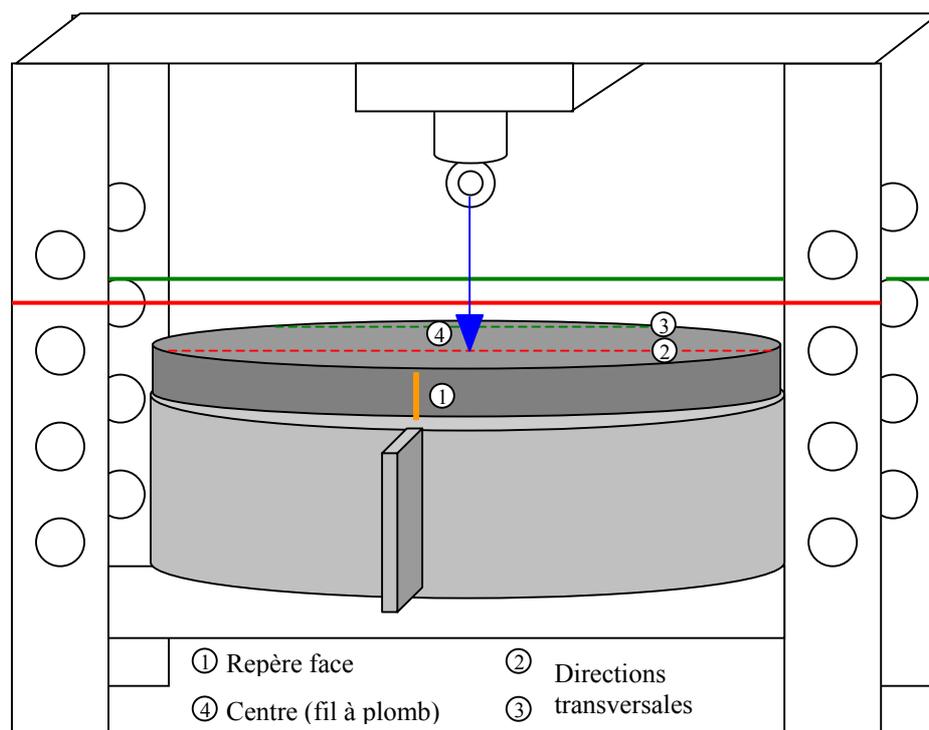


Figure IV-12 : Schéma de principe du placement des repères sur les moulages pour le repositionnement



Figure IV-13 : Détail de la mise en place des repères centraux et de direction transversale pour marquage de la plaque moulant la géomembrane

Le moulage de la géomembrane est alors retiré de la colonne, ainsi que la géomembrane qui reste généralement fixée au moulage.

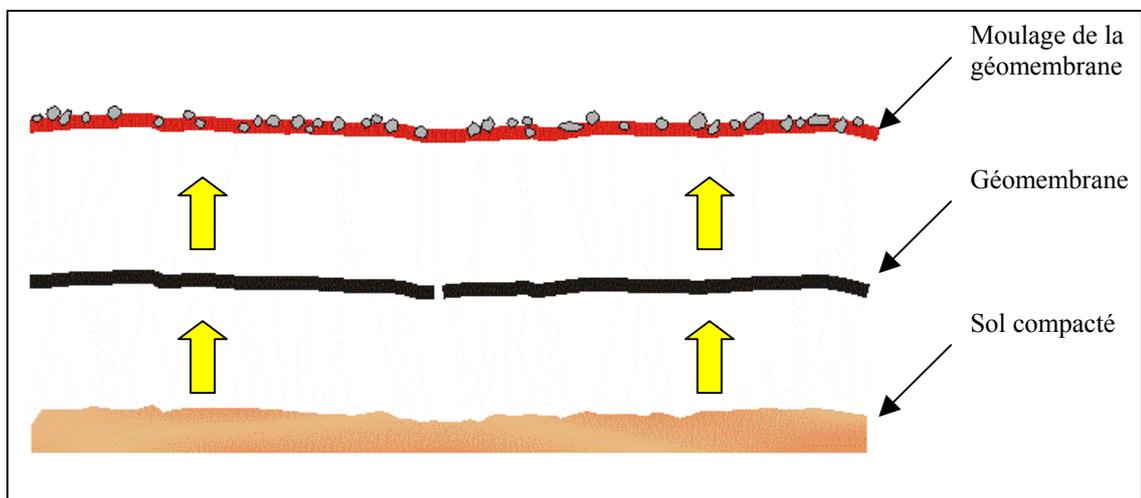


Figure IV-14 : Retrait du moulage de la géomembrane et de la géomembrane après solidification de la résine époxy

La surface du sol d'argile compactée se trouve donc exhumée et nous rappelons ici que celle-ci ne correspond plus à l'état de surface reproduit puisque les contraintes mécaniques appliquées ont modifié la topographie du sol. On procède au moulage de cette surface par du silicone Rhodorsil RTV-3428. Isakov et al. (2001) ont reproduit des surfaces

de fractures rocheuses par moulage avec un silicone semblable (Silastic RTV E) et ont observé au MEB que la finesse des détails moulés permet de conclure que la reproduction est extrêmement fidèle lorsque l'on utilise ces produits. On prend soin d'obtenir une surface supérieure de cette couche de silicone parfaitement plane en appliquant une plaque de métal à sa surface le temps que la réaction de prise du matériau se fasse. Ce moulage de silicone est ensuite décollé du sol, sa souplesse permettant cette opération sans difficulté majeure, nettoyé puis contre-moulé au plâtre polyester. Cette étape est similaire au protocole présenté dans Yeo et al. (1998) hormis le fait que le plâtre polyester remplace dans notre méthodologie la résine époxy. Les auteurs ont conclu que la réplique de la surface ainsi formée par procédé de double moulage est absolument fidèle à l'originale.

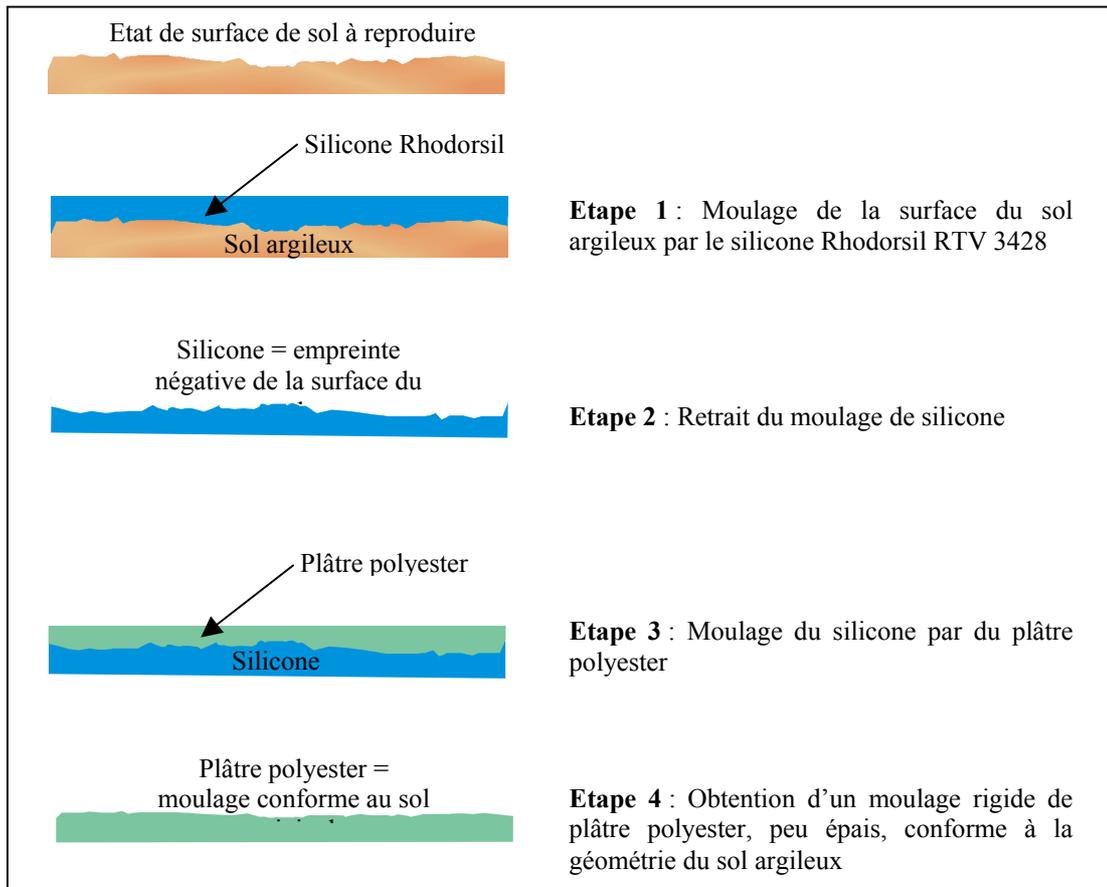


Figure IV-15 : Protocole de reproduction de l'état de sol après l'essai expérimental

On obtient donc à l'issue de ce protocole un moulage rigide, de faible épaisseur donc transportable, correspondant exactement à l'état de surface du sol argileux après application des contraintes. On reporte sur ce moulage les repères suivant la méthodologie décrite à la figure IV-12.

Il reste donc à replacer ce moulage sol en plâtre polyester suivant les repères dans la colonne d'essais, de préparer du silicone que l'on dépose à sa surface et ensuite de replacer immédiatement par-dessus le moulage de la géomembrane, en résine époxy. Sous le poids de cette plaque, le silicone frais est répandu dans l'ensemble des ouvertures de l'interface, l'excès s'écoulant par les bords. Le moulage géomembrane s'immobilise lorsqu'il entre en contact avec le moulage sol.

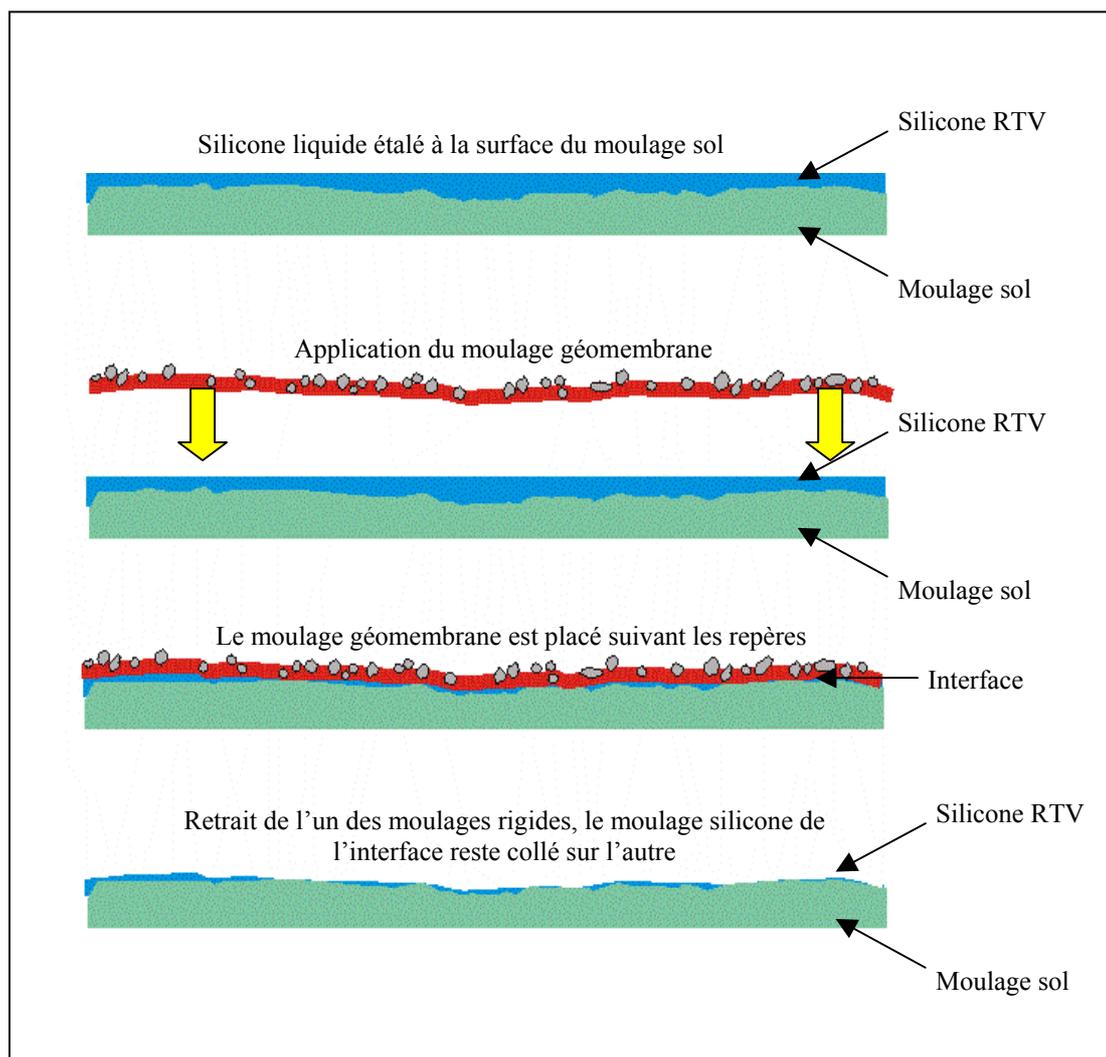


Figure IV-16 : Protocole de moulage de l'interface par du silicone

Après solidification, on procède au retrait de l'un des moulages (celui du sol généralement) en prenant soin que le silicone à l'interface demeure parfaitement collé à l'autre moulage. Ce protocole de moulage de l'interface par du silicone déposé entre les deux parois rigides est identique à celui développé par Yeo et al. (1998), hormis le fait que dans leur procédure le moulage de l'ouverture n'est pas conservé sur l'une des surfaces : le moulage de l'ouverture est découpé en bandelettes de 5 mm de large et l'épaisseur de ces bandelettes est mesurée manuellement tous les 5 mm en utilisant une sorte de comparateur micrométrique. En utilisant cette technique, il est probable que la mesure de l'ouverture qu'ils obtiennent correspond localement à l'ouverture réelle, mais la géométrie tridimensionnelle ne pourra être acquise réellement suivant ce protocole car le silicone est déformé par sa mise à plat pour la détermination de l'épaisseur. Ce problème, explicité sur la figure IV-17, a été évité dans notre étude par la mesure optique du moulage en silicone de l'interface sur son support formé par l'un des moulages rigides qui délimite l'interface, toute déformation du moulage d'interface étant ainsi impossible.

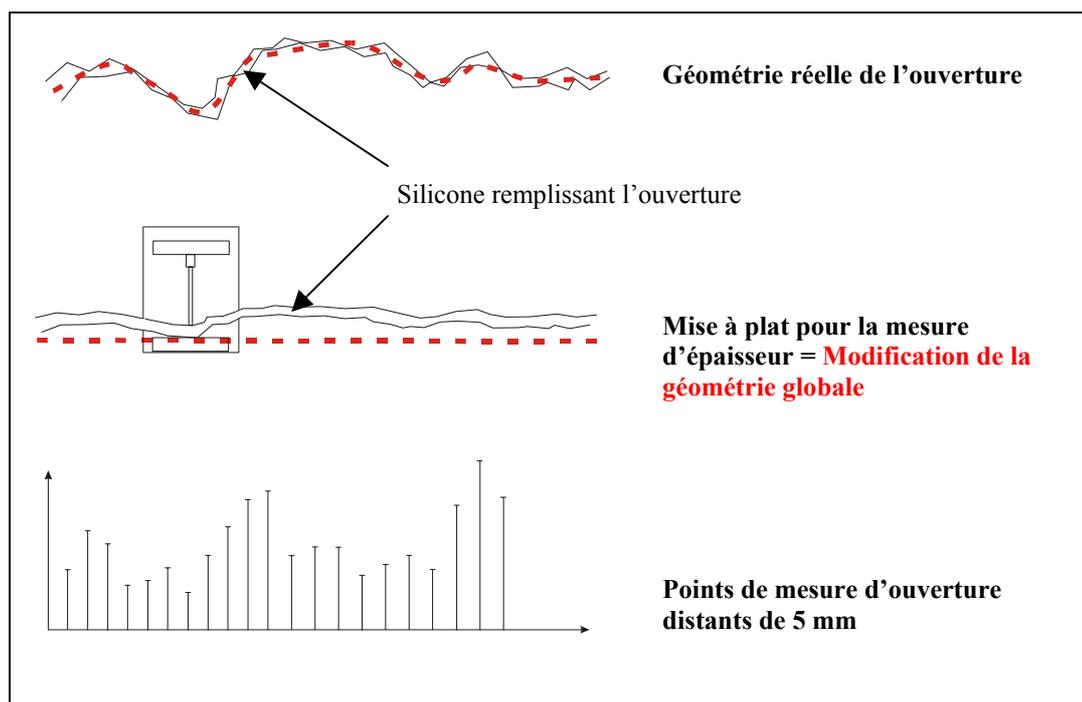


Figure IV- 17: Protocole de mesure de l'ouverture selon Yeo et al. (1998) introduisant une erreur dans la mesure de l'ouverture

Le protocole de moulage de l'interface est alors terminé, les plaques sont transportées sur le lieu de mesure de leur topographie.

5.1.3.2 Technique de mesure de l'interface – Précision et limites

Les différentes techniques de mesure de la topographie des surfaces ont été présentées de manière synthétique dans la partie III-3-1 du chapitre précédent. Nous avons sélectionné la technique de rugosimétrie laser pour effectuer la mesure de l'épaisseur de l'interface car il s'agit d'une technique simple, automatique et de précision satisfaisante. Le temps d'acquisition des données est plus important que dans d'autres techniques mais ce point ne constitue pas le critère principal dans le choix de la technique utilisée, d'autant que le temps d'acquisition reste raisonnable. Une collaboration avec l'INRA de Laon-Péronne a permis d'avoir accès à cet appareil.

Le moulage rigide sur lequel le moulage d'interface au silicone est toujours collé est placé sur un chariot mobile, en contrôlant l'horizontalité globale de la plaque. La plaque est alors placée sous le bâtis du rugosimètre.

Le rugosimètre laser utilisé (Phline, Imagine Optic) est basé sur le principe optique suivant : la mesure du rayon du front d'onde de la lumière réfléchi par la surface permet de mesurer la distance qui sépare le détecteur de la surface analysée. Un faisceau laser est émis normalement à la surface à analyser et la lumière réfléchi traverse une série de micro-lentilles jusqu'à un détecteur photo-sensible qui détecte les points lumineux régulièrement espacés. La source laser et le récepteur sont tous deux placés sur le même axe vertical au-dessus de la surface mesurée pour éviter les pertes de données par ombrage. La précision

verticale est exprimée comme un écart-type inférieur à 0,03 mm dans la gamme de mesure des hauteurs de 10 mesures répétées sur une cible fixe. Les mesures sont effectuées dans l'obscurité pour éviter toute perturbation lumineuse.

Le détecteur est monté sur un bâti à déplacement qui lui permet de se mouvoir suivant les deux directions du plan horizontal, grâce à des moteurs à crémaillère. La surface de mesure maximale de 1×2 m n'est pas limitante puisque nous mesurons des plaques rondes de 1 m de diamètre. Les moteurs incrémentiels pilotent les mouvements planaires du détecteur à vitesse constante et sont commandés par le logiciel Imagine Optic. Le maillage que nous avons choisi est le plus fin que l'on puisse obtenir avec cet appareil : la mesure de hauteur est faite sur la surface tous les 2 mm suivant les deux axes. Le maillage carré d'une plaque de $1\text{ m} \times 1\text{ m}$ correspond donc à 500 profils de 500 points, ce qui nécessite un temps d'acquisition de 10 heures environ.

La figure IV-18 montre une vue d'ensemble du rugosimètre préparé pour mesurer la topographie d'une empreinte d'état de surface de site.



Figure IV-18 : Moulage d'état de surface de barrière minérale mis en place sous le bâti du rugosimètre laser en vue de la mesure de sa topographie.

Une fois la première série de mesure achevée, le silicone est décollé du moulage sous-jacent en prenant soin de ne pas déplacer la plaque. Une seconde mesure suivant le même maillage est alors réalisée.

Deux types de fichiers de données sont produits par le logiciel de gestion du rugosimètre: un fichier ASCII où les données de hauteur seulement (z) sont écrites sous forme de profils et un fichier texte dans lequel les données sont stockées en trois colonnes correspondant aux coordonnées complètes (x,y,z) de chaque point. Ce dernier type de fichier de données a été traité avec le logiciel Surfer et un tableur.

5.1.3.3 Application à la quantification des variations tridimensionnelles de l'ouverture des interfaces

La première mesure de topographie est donc faite sur le silicone du moulage d'interface collé au moulage support, puis la seconde mesure est effectuée après retrait du silicone sans que la position du moulage support n'ait été modifiée (cf. Figure IV-19). Pour disposer uniquement des points de mesure correspondant au moulage, il faut supprimer les bordures, ce qui se fait aisément sous le logiciel Surfer. Ce protocole permet ensuite de disposer des ouvertures de l'interface en chaque point. La différence de hauteur entre les deux fichiers correspond en chaque point du plan (x,y) à l'épaisseur locale du moulage du silicone, à une constante près.

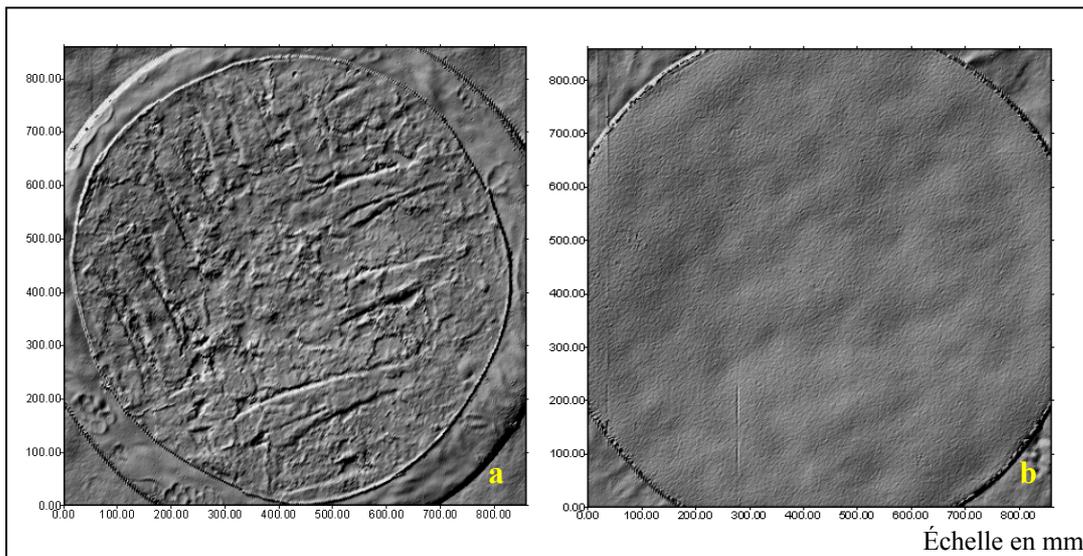


Figure IV-19 : Mesure de la topographie du moulage de silicone sur le moulage support (a) puis après retrait du silicone (b). Le moulage support correspond ici au moulage de la géomembrane.

La morphologie de l'interface sous une contrainte mécanique de 6 kPa est ainsi présentée en figure IV-20, celle-ci étant calculée en soustrayant les topographies a et b de la figure IV-19. Les zones de contact et les ouvertures ont été représentées par une gamme de teintes.

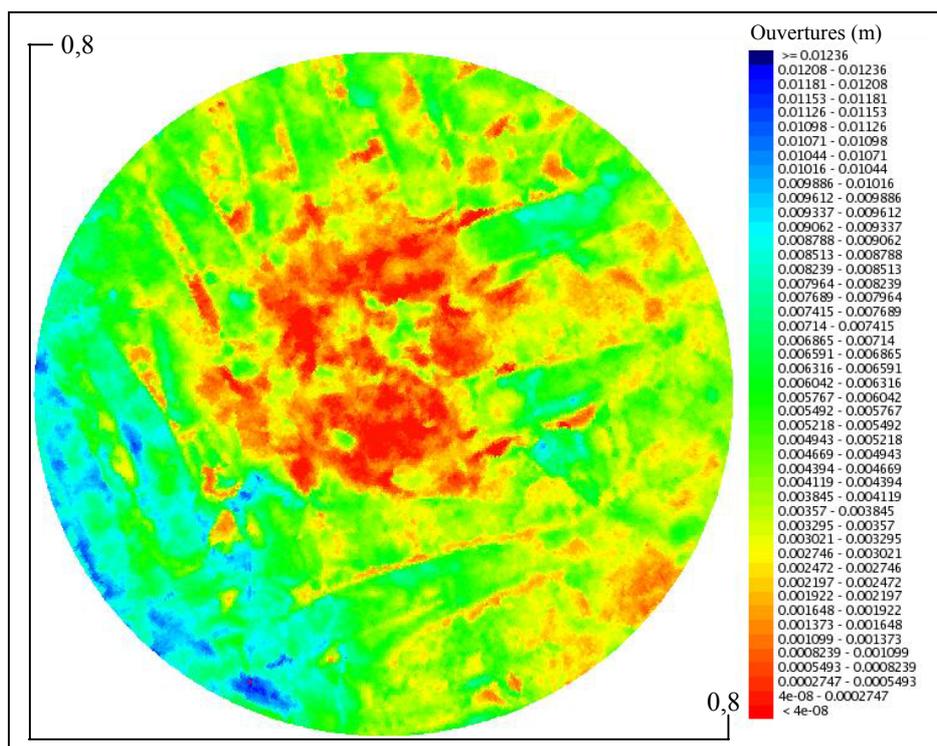


Figure IV-20 : Répartition des ouvertures de l'interface correspondant à une géomembrane en contact avec un état de sol réel sous une contrainte de 6 kPa.

On observe une majorité de zones de contact, en rouge, dans la zone centrale alors que les ouvertures importantes, représentées en vert et en bleu, suivent les marques laissées par les engins de chantier. Ces zones ont été les vecteurs principaux du fluide lors de l'essai hydraulique, comme l'attestent les marques de colorant bleu relevées, visibles sur la figure III-4.

La figure IV-20 présente donc la géométrie de l'interface telle qu'elle était au moment de l'écoulement. Cette géométrie sera utilisée pour certaines des simulations numériques du chapitre V.

6. Essais de quantification des débits de fuite dans les dispositifs d'étanchéité composites en fond d'installation de stockage de déchets

Cette partie contient la présentation des résultats de l'ensemble des essais hydrauliques qui ont été réalisés dans l'objectif de quantifier les débits de fuite au sein de dispositifs d'étanchéité composite. Nous avons organisé la présentation des résultats obtenus suivant la dimension du dispositif expérimental utilisé pour l'acquisition de la mesure et pour chaque échelle, décimétrique puis métrique, nous avons traité le cas d'une interface où la géomembrane repose en contact direct avec le sol argileux et le cas où un géotextile est intercalé entre les deux composants de l'étanchéité composite. Cette structure basée sur la comparaison systématique des deux cas nous a semblé la plus adaptée pour mettre en évidence le rôle hydraulique du géotextile.

L'étude du cas spécifique de l'écoulement dans un dispositif d'étanchéité de fond d'ISD dans lequel un géotextile est placé à l'interface entre la barrière d'argile compactée et

la géomembrane nous a semblé nécessaire devant la fréquence de cette pratique en France (Cartaud et Touze-Foltz, 2004). En effet, un géotextile est un produit perméable par définition (norme ISO 10318) et il est légitime de s'interroger sur l'impact sur l'écoulement que ce géotextile va provoquer lorsqu'il est présent sous la géomembrane.

En se basant sur la forte perméabilité et les propriétés hydrauliques des géotextiles qui ont été étudiées dans les travaux de Masounave et al. (1980) et de McGown et al. (1982), il semble a priori très probable que la présence de tels matériaux causera la transmission latérale dans l'interface du fluide ayant traversé le défaut dans la géomembrane avant que celui-ci ne s'infilte dans le sol, selon le concept de surface d'infiltration décrit dans Touze-Foltz et Giroud (2003). Nous allons voir que les mécanismes de fuite en présence d'un géotextile ne sont pas si évidents et qu'ils méritent une étude plus approfondie.

A notre connaissance, il existe dans la bibliographie seulement quatre études expérimentales faisant référence à la quantification des débits de fuite à travers des dispositifs d'étanchéité contenant un géotextile à l'interface. De plus, les résultats bibliographiques ne permettent pas de tirer de conclusion consensuelle sur le sujet, comme nous allons le voir.

Fukuoka (1986) a conçu un dispositif expérimental de 1,5 m de diamètre pour mesurer les transferts advectifs à travers des dispositifs d'étanchéité composite. Cette cellule était composée de deux réservoirs d'acier montés de façon à permettre un écoulement libre à l'aval de l'interface. Le réservoir inférieur contenait du sol de conductivité hydraulique égale à $1,1 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$. Une géomembrane en PVC de 1 mm d'épaisseur a été placée sur le sol. Le réservoir supérieur était utilisé pour contenir de l'eau et de l'air. La pression d'air maximale appliquée était de 400 kPa. Le géotextile utilisé dans l'étude était un produit non tissé aiguilleté de masse surfacique de 450 g.m^{-2} manufacturé à partir de fibres continues de polyester. La durée d'essai était de 24 heures. Les essais réalisés en présence d'un géotextile à l'interface ont conduit à des débits de fuite inférieurs aux tests réalisés sans géotextile. Fukuoka (1986) a interprété ce phénomène par la présence d'éléments granulaires dans le sol argileux, provoquant une surface irrégulière malgré le soin apporté à sa mise en place dans le réservoir inférieur.

Brown et al. (1987) ont réalisé des essais similaires dans un perméamètre de 0,6 m de diamètre qui ne permettait pas la sortie du flux en périphérie de l'interface. Deux géotextiles de masse surfacique proche de 270 g.m^{-2} ont été testés ainsi que différentes géomembranes en PVC, PEHD et EPDM. Une couche de 15 cm d'épaisseur de granulats de 19 mm de diamètre était placée sur la géomembrane pour la lester. La charge hydraulique appliquée au-dessus de l'étanchéité composite atteignait 10 m dans certains essais. Une charge de 156 kPa pouvait être appliquée sur l'étanchéité pour certains essais comprenant la géomembrane EPDM. Pour la plupart des essais, la géomembrane se trouvait pincée entre les parties supérieures et inférieures du perméamètre, empêchant ainsi l'écoulement du fluide hors de l'interface par les bords. Les auteurs ont remarqué que les géotextiles n'induisaient pas de nette augmentation du débit mesuré dans l'étanchéité composite pour des sols de conductivité hydraulique égales à 10^{-6} m.s^{-1} et 10^{-8} m.s^{-1} .

Dans ses travaux, Touze-Foltz (2001) a réalisé 5 planches d'essais sur une ISD sur lesquelles ont été mesurés les flux traversant un défaut circulaire dans la géomembrane. Chaque planche mesurait environ 50 m^2 , comportait une couche de limon compacté de 0,3 m

d'épaisseur pour lequel "l'état final (est) de grande qualité malgré la présence de quelques défauts résiduels constituant des écarts à la planéité" (Touze-Foltz, 2001). Cette couche est surmontée d'un géotextile uniquement sur la planche n°2 et d'une géomembrane comportant un défaut de 2 ou 4 mm de diamètre. Le dispositif d'étanchéité composite est surmonté d'une couche de 0,5 m de sable ou de gravier ce qui équivaut à une contrainte mécanique de 8 kPa. Le défaut est branché à un vase de Mariotte de capacité 36 L. La mesure du débit a été suivie sur un mois. Parmi les planches d'essais réalisées, les deux qui nous intéressent sont détaillées ci-dessous.

- Planche n°2: le géotextile placé à l'interface était non-tissé aiguilleté en fibres PP, de masse surfacique de 300 g.m^{-2} . Le diamètre du défaut dans la géomembrane était de 2 mm. Le débit initial obtenu sur cette planche sous une charge hydraulique de 0,18 m était de $2 \times 10^{-7} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, puis sous une charge de 0,3 m de $7 \times 10^{-9} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

- Planche n°4: le diamètre du défaut dans la géomembrane était de 4 mm et il n'y avait pas de géotextile présent à l'interface. Le débit obtenu sur cette planche sous une charge hydraulique de 0,14 m était compris entre $7 \times 10^{-8} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ et $7 \times 10^{-7} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

On constate donc que le rôle du géotextile n'a pas été clairement déterminé à la suite de ces essais.

Récemment, Touze-Foltz (2002a) a mené des essais de transmissivité dans la cellule expérimentale de 20 cm de diamètre décrite dans le paragraphe 3 (cf. figure IV-1). Une géomembrane en PEHD de 2 mm d'épaisseur et une géomembrane en PP-f de 1,5 mm ont été utilisées et trois différents sols de conductivité hydraulique proche de $10^{-10} \text{ m.s}^{-1}$ ont été compactés dans la cellule. Un géotextile de masse surfacique de 300 g.m^{-2} a été placé à l'interface de l'un des trois dispositifs d'étanchéité testés. La charge hydraulique appliquée sur le système était comprise entre 0,18 et 0,42 m et la contrainte mécanique était égale à 3 ou 10 kPa selon les essais. La couche de sol avait été compactée de manière à obtenir une surface lisse et plane. Chaque essai était réalisé sur une durée d'au moins 10 jours. Touze-Foltz (2002a) a conclu que les débits obtenus avec un géotextile à l'interface étaient 10000 fois supérieurs à ceux obtenus en l'absence de géotextile. Ce résultat est donc en contradiction avec celui de Fukuoka (1986) mais il faut souligner que les conductivités hydrauliques et la topographie de la surface du sol ainsi que la contrainte appliquée différaient. Il est donc difficile d'établir une comparaison entre deux essais expérimentaux dont les méthodologies et les conditions sont aussi différentes.

Il apparaît donc que le rôle de la présence d'un géotextile à l'interface sur le débit traversant le défaut dans la géomembrane n'a pas été clairement établi suite aux précédentes études menées et que des recherches complémentaires semblent nécessaires.

Comme annoncé au début de ce paragraphe, l'étude des mécanismes de fuite dans les dispositifs d'étanchéité composite a été réalisée dans des essais au laboratoire, à deux échelles distinctes.

6.1 Essais de dimension décimétrique

Nous avons expliqué dans le paragraphe 5.1 que la reproduction d'un état de surface dans le dispositif expérimental de dimension décimétrique qui posséderait les caractéristiques

morphologiques d'un état réel tel que l'on peut observer sur site est impossible, car les irrégularités sont d'une échelle trop importante par rapport à la taille de la cellule.

Par conséquent, nous n'avons pas jugé utile de porter nos efforts sur l'étude des écoulements à cette échelle dans le cas d'une étanchéité composite classique, le dispositif de dimension métrique a été réservé pour cela. Par contre, la cellule de mesure de transmissivité mise au point par Touze-Foltz (2001, 2002a) a été utilisée pour une première étude du cas où un géotextile est présent à l'interface.

6.1.1 Objectif de l'étude

La question principale derrière cette étude est très simple; elle consiste à déterminer si la présence d'un géotextile augmente ou non le débit d'interface en cas de défaut dans la géomembrane. La question de la représentativité de l'essai normalisé est également analysée. Étant donné qu'il existe de nombreux produits différents sur le marché et que chaque site d'Installation de Stockage de Déchet a ses conditions propres, l'étude doit aussi apporter des éléments sur les conditions et sur les paramètres qui peuvent avoir un impact sur les débits de fuite.

Ainsi, l'influence de quatre facteurs au moins semble devoir être analysée : la contrainte mécanique qui réduit l'épaisseur de l'interface et du géotextile, l'état de surface de la barrière argileuse, la nature du géotextile utilisé et enfin son état de saturation au moment de l'écoulement.

Il est donc nécessaire de mener une étude approfondie sur ce sujet, en introduisant dans les essais des conditions qui permettent de se rapprocher des phénomènes qui interviennent dans les dispositifs d'étanchéité réels, en fond d'ISD.

La question de la représentativité des essais expérimentaux et donc de la validité de la transposition des résultats d'étude en laboratoire vers l'application sur site est fondamentale. Les produits géosynthétiques sont toujours fournis avec une liste de propriétés certifiées, basées sur des essais normalisés assez simples. Les géotextiles sont soumis lors des tests à des conditions qui sont loin de celles qui constituent l'environnement du produit dans l'ouvrage sous les sollicitations en service. La question qui se pose alors est de savoir si, en se basant sur les données techniques du fabricant obtenues par des essais normalisés simples, on obtient une prévision correcte des phénomènes hydrauliques ou si la réalisation d'essais plus poussés, comme ceux que nous avons réalisés, est nécessaire.

La démarche sera donc de comparer les prévisions basées sur les essais normalisés avec les résultats obtenus en cellule de transmissivité de dimension décimétrique et en colonne d'essai de dimension métrique.

6.1.2 Essais de dimension décimétrique sur état de sol plan

La première étude réalisée est proche de celle de Touze-Foltz (2002a) car elle a utilisé le même dispositif expérimental. De plus l'influence hydraulique de la présence de divers géotextiles a été analysée dans le cas d'un état de surface de la couche de sol argileux compacté lisse et plan. La cellule de transmissivité est présentée sur la figure IV-1 et son fonctionnement a été décrit dans le paragraphe 3.1. Les trois géotextiles testés sont les

produits GA, GB et GC dont les caractéristiques sont affichées dans le tableau IV-3. Le sol compacté dans la partie inférieure de la cellule est l'argile d'Armançe provenant de l'ISD de Montreuil-sur-Barse, également présentée au début de ce chapitre.

La figure IV-21 montre l'évolution des débits de fuite dans l'étanchéité composite possédant un état de sol plan, sous des contraintes mécaniques de 50 et 100 kPa.

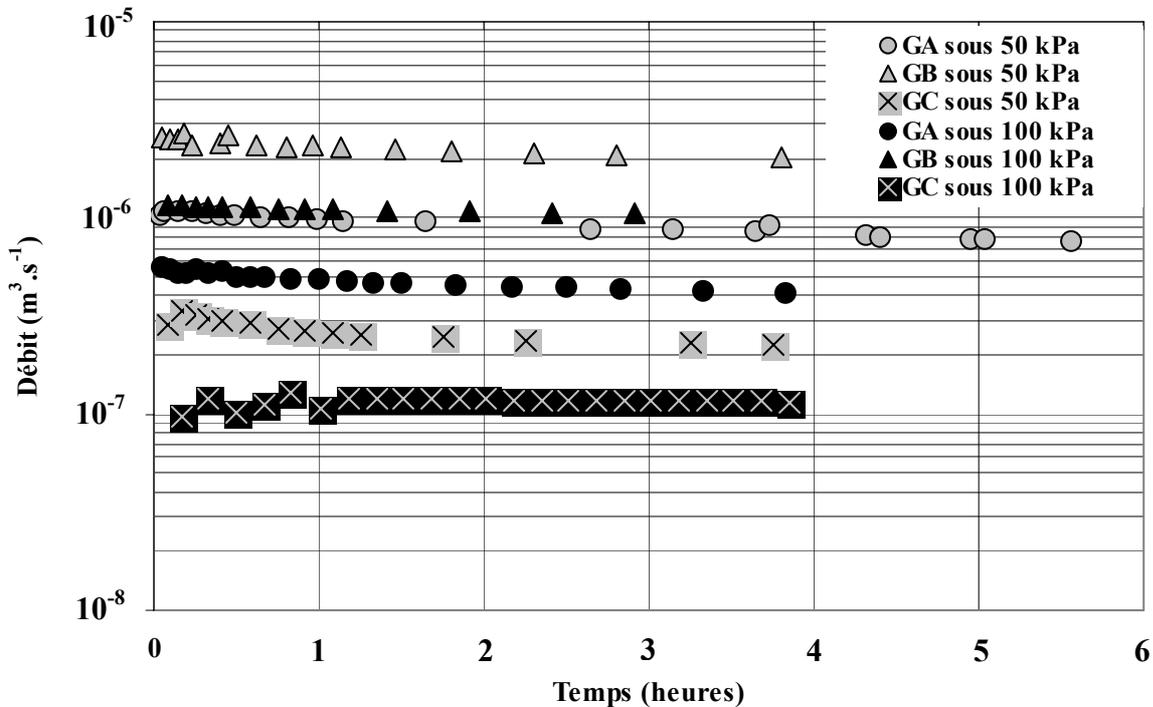


Figure IV-21 : Débits de fuite obtenus avec les géotextiles GA, GB et GC sous 50 et 100 kPa, pour un état de surface plan et lisse

Les essais hydrauliques ont été réalisés avec des géotextiles secs en début d'essai. Sous une contrainte mécanique de 50 kPa, les débits de fuite semblent avoir atteint un état quasi permanent au bout de 4 heures environ (cf. courbes en figurés gris sur la figure IV-21).

Le flux mesuré à l'interface comblée par le géotextile GB est le plus élevé, avec une valeur de $2 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Le géotextile GA donne un débit de $8 \times 10^{-7} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ et celui obtenu avec le géotextile GC est de $2 \times 10^{-7} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Les géotextiles non-tissés aiguilletés GA et GB produisent donc des débits de fuite supérieurs de quasiment un facteur 10 à celui obtenu lorsque le géotextile thermolié GC est utilisé entre le sol et la géomembrane. Cette observation n'est pas surprenante puisque les produits GA et GB possèdent une épaisseur plus importante que celle du produit GC (cf. tableau IV-3).

Sur une surface lisse et plane et pour des géotextiles initialement secs, les débits à l'interface semblent intimement liés à l'épaisseur du produit occupant l'interface.

Sous une contrainte mécanique de 100 kPa, les débits d'interface mesurés avec les trois géotextiles sont globalement réduits par rapport aux résultats obtenus sous 50 kPa par un facteur inférieur à 2. La disposition relative des courbes pour les interfaces comblées par les géotextiles GA, GB et GC demeure identique à celle observée précédemment sous une contrainte plus faible.

La baisse de débit due à l'augmentation de la charge mécanique est assez proche pour les trois produits et apparaît donc indépendante de l'épaisseur et du procédé de fabrication des géotextiles.

De plus, les débits obtenus à l'interface en présence d'un géotextile soulignent qu'un géotextile thermolié, donc de faible épaisseur, produit un flux plus faible qu'avec un géotextile aiguilleté couramment utilisé en ISD sous la géomembrane. Cette conclusion ne s'applique que dans les conditions expérimentales de l'étude et ne doit pas être généralisée sans éléments complémentaires.

La comparaison avec les résultats publiés par Touze-Foltz (2002a) montre que dans le cas d'une couche de sol compactée plane, l'usage d'un géotextile à l'interface a pour conséquence une forte augmentation des débits de fuite par rapport au cas sans géotextile. En effet, cet auteur avait mesuré des débits compris entre $6,3 \times 10^{-12} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ et $4,5 \times 10^{-11} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ pour le cas sans géotextile, avec la même argile, dans le même dispositif expérimental et pour une contrainte mécanique de 3 kPa.

6.1.3 Essais de dimension décimétrique sur état de sol irrégulier

Les essais dont les résultats sont présentés dans cette partie ont été effectués avec un état de surface de la couche d'argile compactée dans la cellule très irrégulier, reproduit à l'identique pour l'ensemble des essais suivant le protocole décrit dans le paragraphe 5.1.2.1.

Les mesures de débits de fuite ont été effectuées pour les géotextiles GA, GB et GC sous 50 et 100 kPa de contrainte et sont présentés sur la figure IV-22.

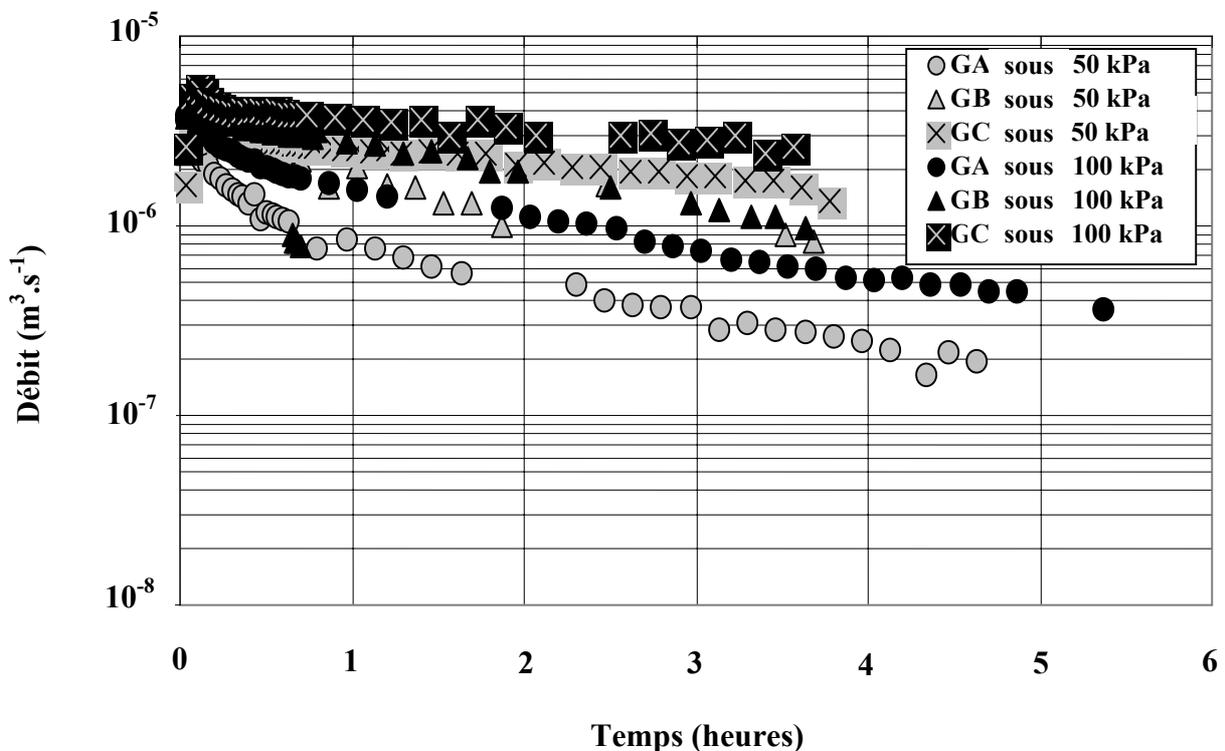


Figure IV-22 : Débits de fuite obtenus avec les géotextiles GA, GB et GC sous 50 et 100 kPa, pour un état de surface irrégulier

Les points de mesures obtenus pour les différents géotextiles partent quasiment tous d'une valeur initiale correspondant à un débit d'interface de $4 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ au début de l'essai. La décroissance générale des courbes avec le temps, bien que la contrainte normale ait été maintenue constante, est supposée être liée à la réduction de l'espace poral associée au fluage en compression qui affecte les fibres des géotextiles sous l'effet de la contrainte mécanique (Giroud et al., 2000). On remarque que, contrairement aux résultats obtenus sur surface plane, le débit engendré en présence du géotextile thermolié GC n'est pas différent des cas avec les géotextiles GA et GB, pourtant plus épais.

La disposition des courbes pour les géotextiles est l'inverse par rapport au cas où la surface est plane : le débit pour le géotextile GC est supérieur à celui obtenu avec GB, lui-même plus important que le débit mesuré avec GA occupant l'interface. L'augmentation de la contrainte mécanique de 50 à 100 kPa ne modifie pas cette configuration. Les débits de fuite sont compris entre $2 \times 10^{-7} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ et $2 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ lorsque l'un des géotextiles étudiés est présent à l'interface alors qu'en l'absence de géotextile les mesures de débit sont de $1,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ sous 50 et 100 kPa (points non représentés sur les figures IV-21 et IV-22). L'impact négligeable de la contrainte mécanique sur les essais réalisés est attribué entièrement à l'irrégularité de la surface de l'argile compactée, nous allons revenir sur ce point.

Le second résultat inattendu et important est la légère augmentation des débits dans le temps que l'on peut remarquer sur la figure IV-22 pour tous les géotextiles testés lors du passage d'une contrainte de 50 kPa à 100 kPa, ce qui est surprenant. Le géotextile GA semble être le plus sensible à ce phénomène. Ces faits indiquent clairement que l'écoulement n'est pas uniquement fonction du type de géotextile et de son épaisseur lorsque la surface du sol compacté est irrégulière.

Enfin, la comparaison des résultats des essais hydrauliques en présence et en l'absence de géotextile à l'interface semble souligner que tous les produits testés ont un rôle de réduction du flux dans le cas de l'état de sol irrégulier.

6.2 Discussion des résultats obtenus à l'échelle décimétrique – Interprétations

Parallèlement aux mesures en cellule de transmissivité, nous avons également réalisé la mesure de la transmissivité des trois produits GA, GB et GC à partir de la méthode normalisée EN ISO 12958 (mesure de capacité de débit dans le plan des géotextiles, ce qui revient à calculer la transmissivité lorsque le gradient est unitaire). L'objectif est de confronter les valeurs obtenues suivant la norme aux valeurs obtenues dans des conditions beaucoup plus proches de celles régnant en fond d'ISD.

Étant donné que la conductivité hydraulique du sol est très faible et que la durée des essais est limitée, l'infiltration dans la couche d'argile peut être totalement négligée. Dans ce cas, il n'est pas nécessaire d'utiliser les solutions analytiques de Touze-Foltz et al. (1999) présentées dans le chapitre II, qui tiennent compte de cette infiltration verticale dans le sol. On utilise donc l'équation simple donnée par Fukuoka (1986) :

$$Q = \frac{2\pi Th}{\ln\left(\frac{R}{r_0}\right)} \quad (\text{IV-13})$$

où T représente la transmissivité d'interface, h la charge hydraulique appliquée au-dessus de la géomembrane perforée, R est le rayon de la cellule et r_0 le rayon du défaut. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau IV-5.

Surface plane

Géotextile	Transmissivité ISO12958 50 kPa ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	Transmissivité ISO12958 100 kPa ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	Transmissivité mesure en cellule 50 kPa ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	Transmissivité mesure en cellule 100 kPa ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	Ratio Transmissivité (ISO/Cell) 50 kPa ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	Ratio Transmissivité (ISO/Cell) 100 kPa ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)
GA	$1,7 \times 10^{-6}$	$1,2 \times 10^{-6}$	$1,58 \times 10^{-6}$	$8,64 \times 10^{-7}$	1,07	1,39
GB	$4,8 \times 10^{-6}$	$1,7 \times 10^{-6}$	$4,21 \times 10^{-6}$	$2,19 \times 10^{-6}$	1,14	0,77
GC	-	-	$4,66 \times 10^{-7}$	$2,39 \times 10^{-7}$	-	-

- : ne peut être déterminé par la norme ISO12958

Surface irrégulière

Géotextile	Transmissivité ISO12958 50 kPa ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	Transmissivité ISO12958 100 kPa ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	Transmissivité mesure en cellule 50 kPa ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	Transmissivité mesure en cellule 100 kPa ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	Ratio Transmissivité (ISO/Cell) 50 kPa ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	Ratio Transmissivité (ISO/Cell) 100 kPa ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)
GA	$1,7 \times 10^{-6}$	$1,2 \times 10^{-6}$	$4,01 \times 10^{-7}$	$7,58 \times 10^{-7}$	4,24	1,58
GB	$4,8 \times 10^{-6}$	$1,7 \times 10^{-6}$	$1,73 \times 10^{-6}$	$2,02 \times 10^{-6}$	2,82	0,84
GC	-	-	$3,30 \times 10^{-6}$	$5,48 \times 10^{-6}$	-	-

- : ne peut être déterminé par la norme ISO12958

Tableau IV-5 : Transmissivités d'interface mesurées sous 50 et 100 kPa pour un état de sol plan ou irrégulier, comparées avec les valeurs obtenues par essai normalisé ISO12958

6.2.1 Comparaison des résultats des tests avec ceux obtenus par la norme ISO12958

Le tableau IV-5 permet de comparer les résultats obtenus par l'essai normalisé ISO12958 et dans la cellule de transmissivité pour les géotextiles GA et GB. La comparaison n'est pas possible pour le géotextile GC car la norme ne permet pas de fournir une valeur pour ce produit (inférieure à $10^{-7} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$). Les valeurs obtenues sur l'état de surface d'argile plan sont assez proches des valeurs données par l'essai ISO sous 50 kPa (cf. ratio dans le tableau IV-5), mais ce résultat n'est plus vrai lorsque la contrainte exercée est de 100 kPa.

En examinant les résultats obtenus en cellule de transmissivité en présence d'un état de sol irrégulier, on observe que la différence avec l'essai normalisé est encore plus importante sous une contrainte de 50 kPa et toujours significative, malgré une baisse observée, pour une contrainte de 100 kPa.

Par conséquent, il semble que les transmissivités fournies au terme de l'essai ISO12958 ne peuvent pas être utilisées pour prédire avec précision les débits de fuites intervenant dans les dispositifs d'étanchéité composite comprenant un géotextile, car cet essai normalisé ne prend pas en compte la topographie de la couche argileuse qui paraît être le facteur clé au vu de ces résultats. Cependant, les essais normalisés surestiment les débits

de fuite, si bien qu'en utilisant les valeurs obtenues la prédiction sera imprécise, dans le sens de la sécurité néanmoins puisque les débits réels sont inférieurs.

Étant donné que les géotextiles ont été utilisés initialement secs (comme dans la réalité) et qu'en fin d'essais tous les produits étaient totalement hydratés, nous n'avons pas étudié dans cette partie les questions de transport en conditions non-saturées dans les géotextiles. Cette étude sera par contre réalisée dans la partie concernant le dispositif de dimension métrique.

6.2.2 Influence de la contrainte mécanique appliquée à l'étanchéité composite

Dans le cas d'un état de surface plan, l'accroissement de la contrainte appliquée à l'étanchéité composite en cellule de transmissivité par un facteur 2 induit une décroissance de la transmissivité des trois géotextiles (cf. Tableau IV-5) par un facteur proche de 2, ce qui est en accord avec les résultats du travail de Palmeira et Gardoni (2002).

L'interface étant plane, l'espace occupé par le géotextile possède une épaisseur approximativement constante, donc la contrainte mécanique appliquée est répartie sur l'ensemble de la surface du géotextile et on peut estimer que la force est distribuée uniformément. La réponse mécanique des géotextiles semble différer selon le type de procédé d'assemblage des fibres synthétiques. Cependant, bien que les géotextiles GA et GB soient fabriqués selon le même procédé, à partir des mêmes fibres polypropylène et qu'ils possèdent une surface massique proche (cf. Tableau IV-2), ils montrent des réactions différentes vis-à-vis de la compression, d'un point de vue hydraulique. Comme le montre le tableau IV-5, pour les essais sur une surface plane, la transmissivité du géotextile GB sous 100 kPa est quasiment identique à la transmissivité du géotextile GA sous 50 kPa.

La fermeture de la porosité par réorganisation de l'architecture des fibres d'un géotextile a été calculée, en utilisant les mesures d'épaisseur sous contrainte et la relation donnée par Koerner (1998) :

$$w = 1 - \frac{\gamma}{\rho \times s} \quad (\text{IV-14})$$

où w est la porosité du géotextile, γ sa masse surfacique exprimée en g.m^{-2} , ρ la densité des fibres (voir tableau I-1) et s son épaisseur en mètres. Les résultats sont donnés dans le tableau IV-6.

Géotextile	Porosité sous 2 kPa	Porosité sous 50 kPa	Porosité sous 100 kPa
GA	0,882	0,788	0,763
GB	0,896	0,846	0,809
GC	0,643	-	-

- : ne peut pas être déterminé.

Tableau IV-6 : Valeurs de porosité calculées suivant la contrainte mécanique appliquée

Les valeurs de ce tableau indiquent que la porosité du géotextile GA est presque réduite à sa valeur minimale sous la contrainte de 50 kPa appliquée, alors que la porosité du géotextile GB décroît encore lorsqu'on porte la contrainte de 50 à 100 kPa. La porosité du produit thermolié GC est insensible à la contrainte mécanique car ses fibres sont déjà en contact par la technique de fabrication. On peut remarquer sur le tableau IV-6 que les géotextiles GA et GB ont une porosité similaire sous 2 kPa mais que leur comportement diffère dès lors que la contrainte normale est augmentée. La porosité de GB sous 100 kPa est proche de la porosité de GA sous 50 kPa, ce qui pourrait expliquer les débits de fuite mesurés similaires sur la figure IV-22.

Dans le cas de la surface de l'argile irrégulière, l'augmentation de la contrainte mécanique n'engendre pas, de toute évidence, de réduction du flux et de la transmissivité, que l'interface soit vide ou comblée par l'un des géotextiles. L'interface étant d'ouverture hautement variable en raison de la topographie du sol, les zones de contact entre la géomembrane et la surface de l'argile ne représentent qu'une fraction de la surface totale du plan d'interface. Lorsque la charge mécanique est accrue, la surface de contact n'est pas augmentée en proportion. Si un géotextile est présent à l'interface, la réduction de son épaisseur n'est supposée n'intervenir que dans ces zones de contact, où le géotextile se trouve écrasé entre la géomembrane et le sol argileux. Mais, comme les zones de contact sont minoritaires par rapport aux zones d'ouverture, la plus grande portion du géotextile qui est située au niveau des zones ouvertes demeure à la même valeur d'épaisseur qu'en l'absence de contrainte mécanique.

<p>En conclusion, l'effet de la contrainte normale sur la transmissivité d'interface est prédominante dans le cas d'un état de sol plan et est faible lorsque la surface du sol a une topographie irrégulière telle que celle utilisée dans notre étude expérimentale.</p>
--

6.2.3 Influence du type de géotextile et de la topographie de la couche d'argile

D'après les résultats obtenus, l'influence du type de géotextile pourrait être importante dans le cas d'une surface d'argile plane et au contraire faible sur une surface très irrégulière. Ceci peut s'expliquer de la manière suivante : dans le cas d'un état de surface lisse et plan (cf. Figure IV-23-a), le débit est approximativement proportionnel à l'épaisseur de l'interface et donc, plus le géotextile est fin plus le flux généré est faible. Ainsi, les très faibles débits obtenus sur le géotextile thermolié GC sont logiques. D'un autre côté, dans le cas d'un état de surface très irrégulier (cf. Figure IV-23-b) tel que celui utilisé pour les essais qui provoque une interface d'ouverture très variable, aucun des géotextiles testés ne comble totalement l'espace entre la géomembrane et le sol au niveau des plus larges ouvertures (la profondeur des marques dépassant l'épaisseur des produits). Par conséquent, le flux a lieu, dans ces zones, à la fois dans le plan du géotextile et dans de l'interface non occupée par le géotextile.

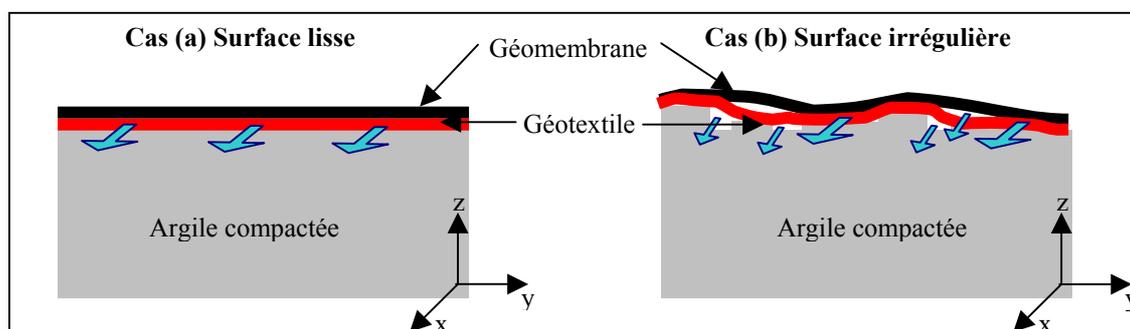


Figure IV-23 : Schéma d'illustration du flux dans l'interface en présence d'un géotextile suivant que l'état de surface de l'argile compactée est plan (cas a) ou très irrégulier (cas b)

La transmissivité d'interface n'est alors plus comparable à la transmissivité du géotextile. La structure fibreuse du géotextile jouant un rôle de résistance par rapport au flux, un géotextile plus épais remplissant une plus grande proportion d'espace dans l'interface réduit alors le débit de façon plus importante. Dans ce cas spécifique, un géotextile fin tel que le produit thermolié donne un débit plus élevé.

Une topographie très irrégulière telle que celle présentée sur la figure IV-8-d provoque une épaisseur très variable du géotextile à l'interface sous l'effet de l'application d'une contrainte mécanique. Une compression des fibres et donc une réduction importante de l'épaisseur du produit intervient dans les zones où le géotextile est pincé entre la géomembrane et le sol. Au contraire, dans les zones sans compression situées au niveau des ouvertures d'interface supérieures à l'épaisseur du géotextile, celle-ci reste égale à sa valeur hors contrainte (cf. Tableau IV-2).

Cependant, le rôle du géotextile demeure assez limité et les différences constatées entre produits sont mitigées car, comme pour les fractures naturelles dans les roches, l'écoulement est probablement piloté par les zones connectées de plus grandes ouvertures dans lesquelles une fraction seulement du flux se fait dans le plan du géotextile. La surface de l'argile compactée a été identifiée dans cette étude comme un paramètre clé dans le phénomène de transfert advectif à travers un dispositif d'étanchéité composite comportant un défaut et un soin particulier semble devoir être apporté à la qualité de planéité de la barrière d'argile compactée.

A propos de la pratique de pose d'un géotextile à l'interface, si on se base sur des topographies de surface comme celles réalisées dans l'étude, il semble que dans le cas où la barrière minérale ne présente pas de marquage de sa surface il est préférable de ne pas utiliser de géotextile sous la géomembrane, alors que si la surface de la barrière n'est pas plane la présence du géotextile pourrait contribuer à réduire les débits de fuite en cas d'endommagement de la géomembrane.

Bien entendu les deux états de surface testés correspondent à des configurations extrêmes vis-à-vis des états de surface que l'on rencontre sur site et la réalité de terrain se situe certainement entre ces deux limites. Il n'est donc pas évident de tirer des conclusions

simples, à partir d'essais de laboratoire, qui pourraient constituer des solutions directes pour l'ingénieur, sur le terrain. Il faut garder présentes à l'esprit les conditions expérimentales qui ont mené aux résultats obtenus, spécialement en termes de contraintes mécaniques appliquées dans la cellule de mesure, qui sont faibles comparées à celles appliquées sur un dispositif d'étanchéité en fond d'ISD sous plusieurs dizaines de mètres de déchets compactés.

Nous avons rendu compte dans le chapitre précédent d'observations d'états de surface de barrières minérales et conclu qu'il existe des zones quasi-planes et d'autres plus marquées quand on se déplace sur la barrière passive. Les débits générés par un défaut dans la géomembrane situé au-dessus d'une zone quasi-plane ou d'une zone irrégulière seraient respectivement plus limités ou légèrement accrus avec un géotextile thermolié par rapport à un géotextile aiguilleté utilisé.

Le choix du géotextile à poser si cette solution est jugée nécessaire devrait se faire au cas par cas, en fonction de la qualité de l'état de surface de la barrière minérale mais aussi prendre en compte la résistance au poinçonnement des produits pour la protection de la géomembrane dans le cas où des éléments rigides se trouveraient présent dans l'argile compactée.

Enfin, étant donné que l'état de surface de l'argile a été identifié comme un paramètre de première importance, il semble nécessaire de ne pas extrapoler directement les résultats obtenus sur un état artificiel aux conditions de terrain. La réalisation d'essais similaires, à une échelle plus importante et en utilisant les états de surfaces réels moulés sur site constitue donc la suite logique de cette étude. Ils sont présentés dans le paragraphe suivant.

6.3 Essais de dimension métrique sur état de sol représentatif des fonds d'installation de stockage de déchets

6.3.1 Objectifs de l'étude

Cette partie constitue le cœur du travail expérimental de thèse car les essais de dimension métriques permettent, par rapport aux essais précédents (voir tableau IV-2), de placer l'interface que nous étudions dans des conditions proches de la réalité en installation de stockage de déchets. Nous n'avons pas traité à l'échelle métrique de cas où la surface de l'argile serait lisse car il ne présente pas d'intérêt par rapport aux objectifs fixés.

En revanche, l'étude de l'influence hydraulique de la présence d'un géotextile à l'interface d'un dispositif d'étanchéité composite a été étudiée car cette pratique est fréquente.

Le dispositif utilisé pour cette partie de l'étude est le dispositif de mesure de débit d'interface de dimension métrique décrit au paragraphe 3.2 et les matériaux utilisés sont ceux présentés au paragraphe 4, en particulier les géotextiles sont les mêmes que ceux étudiés à l'échelle décimétrique en cellule de transmissivité.

6.3.2 Quantification des débits de fuite dans le cas d'un dispositif d'étanchéité composite classique

Le cas classique où la géomembrane repose en contact direct avec la barrière minérale d'argile compactée est étudié dans ce paragraphe.

La surface H dont le choix a été justifié dans la partie 5.1.2.2 a été utilisée pour reproduire l'état de surface de barrière minérale de site dans les colonnes expérimentales de dimension métrique, suivant le protocole décrit dans le paragraphe 5.1.2.3. La géomembrane puis la couche drainante ont été ensuite mises en place, la contrainte mécanique a été appliquée et la mesure hydraulique du débit d'interface à travers le défaut de la géomembrane a été enregistrée tel que décrit dans la partie 3.2.

Un premier essai a été réalisé sous 6 kPa de contrainte, ce qui correspond à l'application de la force exercée par la couche granulaire surmontée du disque d'acier d'une masse de 200 kg, sans contrainte supplémentaire exercée par la presse.

Le vase de Mariotte de grande capacité (40 L) a été utilisé pour cet essai, rempli d'eau distillée teintée par du Bleu de Coomassie à raison de 1 g.L^{-1} en fin d'essai pour visualiser les écoulements. Le dispositif expérimental en cours de mesure est identique à celui de la colonne centrale visible sur la figure IV-4, mis à part la présence du colorant bleu dans le vase de Mariotte.

Rappelons que dans ces essais hydrauliques, l'écoulement est libre de quitter l'interface par la périphérie des colonnes. Les observations d'apparition d'écoulement périphérique sont reportées sur les feuilles de mesure de débit car il s'agit d'une information sur la vitesse du flux d'interface. La figure IV-24 est une photographie sur laquelle on voit nettement le colorant bleu s'étant écoulé à l'interface apparaître en périphérie du système. La surface de l'argile marquée au bleu suite à cet essai est celle visible sur la figure III-4.

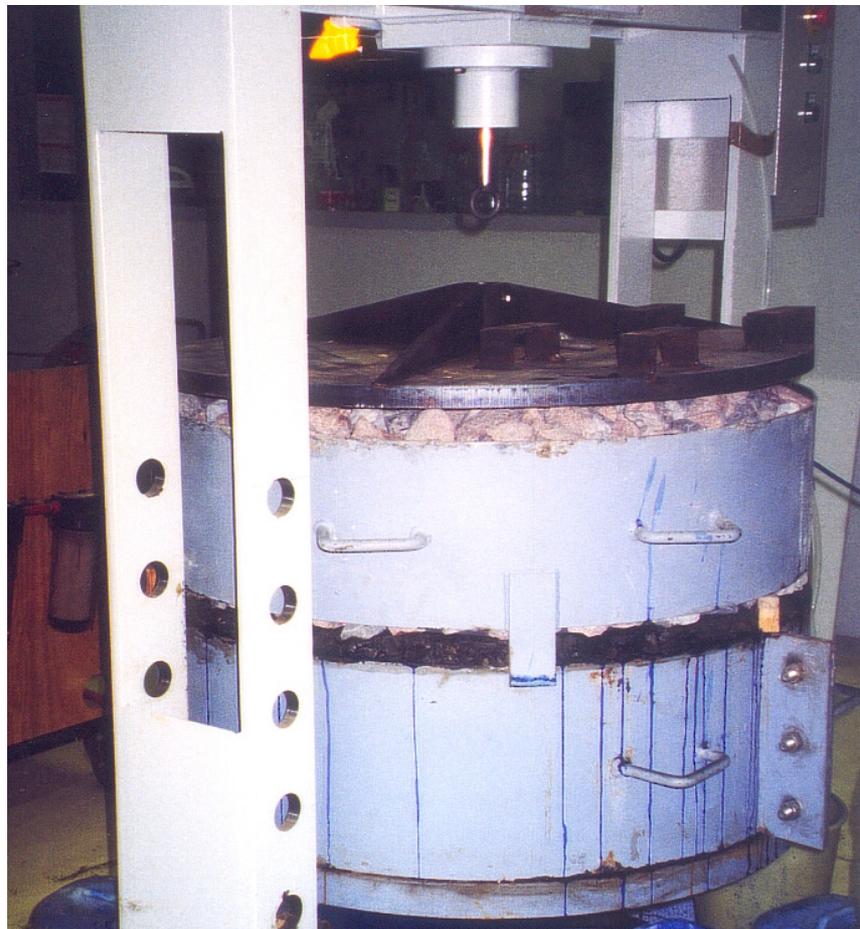


Figure IV-24 : Ecoulements d'eau colorée au bleu de Coomassie en périphérie d'une interface de dispositif d'étanchéité composite reproduit au laboratoire.

Le débit d'interface suivi en amont a été mesuré pendant 90 minutes environ car le débit était important et la capacité du vase n'offrait pas la possibilité de prolonger la mesure. La baisse du niveau dans le vase a été mesurée avec une fréquence de 2 minutes. L'évolution temporelle du débit d'interface est présentée sur la figure IV-25.

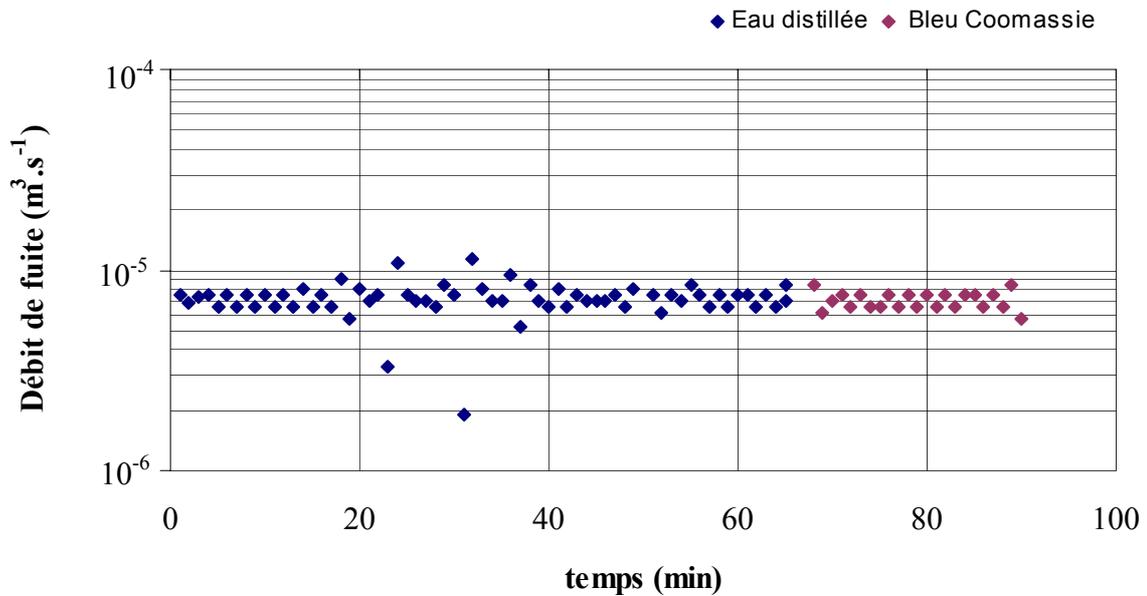


Figure IV-25 : Évolution du débit d'interface à travers le défaut pour un dispositif d'étanchéité composite soumis à 6 kPa

L'allure du débit mesuré indique que le régime d'écoulement semble atteindre un état permanent ou pseudo-permanent après 90 minutes d'essai, le débit étant stabilisé à une valeur de 8×10^{-6} $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Un écoulement périphérique a été observé environ 1 minute après l'application de la charge hydraulique. L'écoulement d'interface a donc eu lieu très rapidement. Sur une durée de 90 minutes, on peut considérer que le flux dans la barrière argileuse est négligeable étant donné sa faible perméabilité. Le débit d'écoulement dans l'interface est donc égal au débit traversant le défaut dans la géomembrane.

Suivant le même principe de mesure, le débit a été suivi sur un dispositif semblable soumis à une contrainte mécanique de 64 kPa, ce qui représente la présence d'une couche de 7 m de déchets compactés au-dessus du système d'étanchéité-drainage.

Les débits qui ont été obtenus sont très faibles, car sous l'effet de la contrainte mécanique l'interface a été réduite et l'espace disponible pour l'écoulement de fluide a été considérablement rétréci. Par conséquent, le plus petit vase de Mariotte a été utilisé pour réaliser la mesure et la durée de l'essai a été bien plus longue que précédemment, se prolongeant pendant 4 mois. La fréquence de mesure adoptée a été journalière, sauf pendant les fins de semaines. Le colorant a été ajouté à l'eau distillée dès le début de l'essai.

L'évolution du débit d'interface sous ces conditions est représentée sur la figure IV-26.

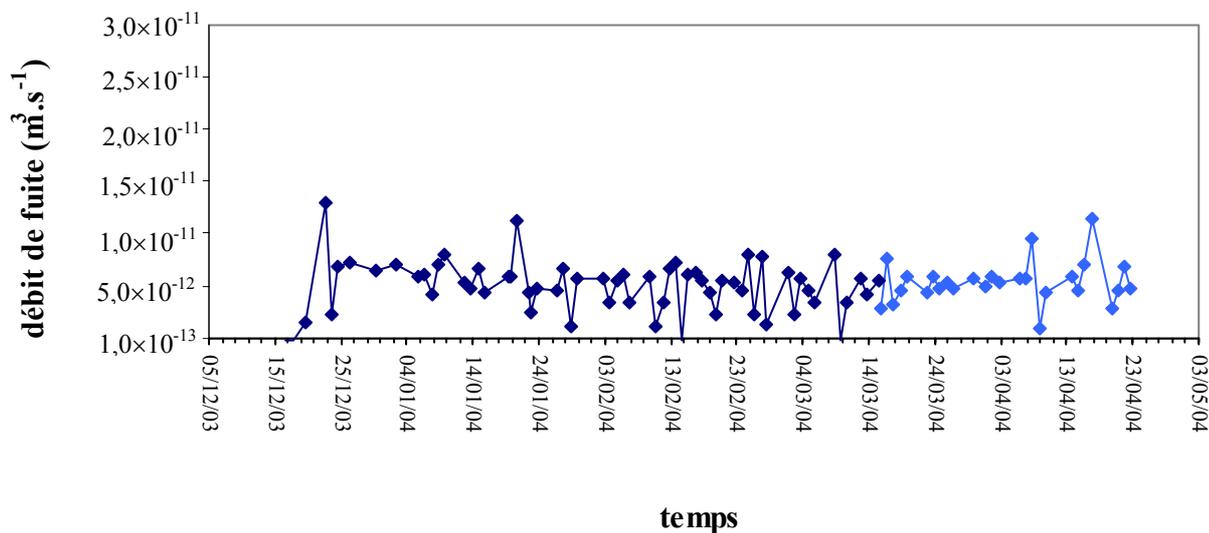


Figure IV-26 : Évolution du débit d'interface à travers le défaut pour un dispositif d'étanchéité composite soumis à 64 kPa

L'analyse de la figure IV-26 montre que les débits enregistrés sont très faibles, de l'ordre de $5 \times 10^{-12} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ et qu'ils évoluent peu au cours des 4 mois de la durée de l'essai. Pour vérifier que la baisse de niveau dans le vase n'est pas due à une éventuelle évaporation, le niveau du liquide dans un tuyau placé verticalement à proximité de l'essai, ouvert à une extrémité à l'air libre, a été suivi tout au long de l'essai. Cette vérification a permis d'assurer que les débits qui ont été mesurés sont significatifs d'une infiltration et non un artéfact.

La réduction du débit d'interface dans une même étanchéité composite soumise à deux contraintes mécaniques différentes, par un facteur de l'ordre de 10^6 , s'explique par la fermeture de l'interface. En effet, sous l'action des forces appliquées, la géomembrane et la surface du sol argileux se déforment toutes deux, les zones de contact sont accrues et l'épaisseur de l'interface diminue dans les zones qui demeurent ouvertes. La déformation du sol argileux et de la géomembrane sous l'effet de l'augmentation de la contrainte de 6 kPa (pas de force appliquée par la presse) à 64 kPa (presse en fonctionnement) est illustrée par la figure IV-27.

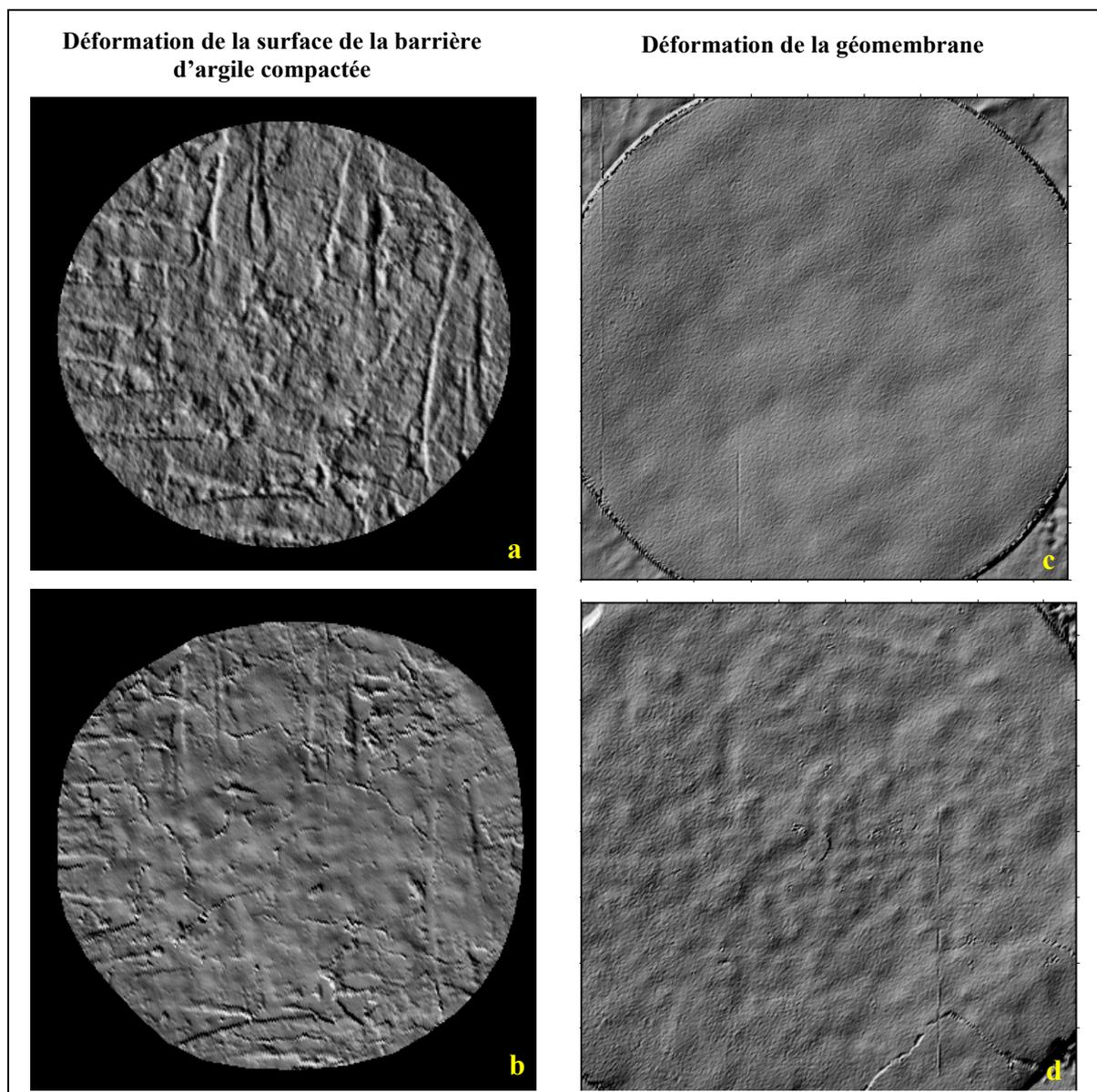


Figure IV-27 : Déformations provoquées sur la surface argileuse et sur la géomembrane par l'augmentation de la contrainte de 6 kPa (a et c) à 64 kPa (b et d)

L'effet de la contrainte mécanique sur le sol argileux est d'effacer partiellement la topographie (figure IV-27 a et b). La géomembrane, quant à elle, voit sa surface déformée sous contrainte (figure IV-27 d) par le contact avec les granulats. La force appliquée par la presse a donc été retransmise à la géomembrane non pas sur l'ensemble de sa surface de façon

homogène, mais plutôt par une fraction de la surface localisée au niveau des points de contact granulats-géomembrane, où les contraintes sont probablement concentrées.

Nous avons donc obtenu les débits de fuite traversant le défaut de la géomembrane pour deux essais réalisés dans les mêmes conditions hydrauliques, pour un même état de sol reproduit d'après la surface H prélevée sur site, mais sous deux contraintes distinctes. Le protocole d'acquisition de la géométrie de l'interface a été appliqué à la suite aux mesures hydrauliques et, après mesure par rugosimétrie laser, nous disposons des données d'ouvertures pour ces deux interfaces. Ces données d'ouverture ont été utilisées pour réaliser des simulations numériques à partir du modèle et du code de calcul décrit dans le chapitre III et dont les résultats seront présentés dans le chapitre V.

6.3.3 Quantification des débits de fuite dans le cas du dispositif d'étanchéité composite comprenant un géotextile à l'interface

Cette partie contient les résultats obtenus à l'échelle métrique, sur état de sol représentatif du terrain, en présence d'un géotextile à l'interface. Les deux contraintes testées, 64 et 134 kPa, simulent la présence d'une colonne de déchets compactés au-dessus de la couche drainante d'une épaisseur de 7 et 14 m respectivement.

6.3.3.1 Mesure des débits de fuite sous 64 kPa

Une fois l'état de surface reproduit, le géotextile GA, GB ou GC suivant l'essai est placé à la surface du sol, pré-hydraté à l'eau distillée ou non. La géomembrane comportant un défaut de 4 mm de diamètre et son système d'alimentation hydraulique est alors placée sur le géotextile, puis le dispositif expérimental est monté de façon exactement identique à la description faite dans le paragraphe 3.2. La seule modification apportée est la mise en place d'un géotextile anti-poinçonnant de fort grammage (600 g.m^{-2}) en protection de la géomembrane vis-à-vis des éléments de la couche drainante, conformément à un dispositif d'étanchéité-drainage sur site.

Une fois le dispositif monté, la contrainte mécanique de 64 kPa est appliquée par la presse hydraulique, une charge hydraulique constante de 30 cm est fixée et la mesure de flux dans l'interface est effectuée en amont du système, par un vase de Mariotte comme cela a été décrit dans le paragraphe 3.2. Les mesures de débit sous 64 kPa ont été tracées en fonction du temps sur la figure IV-28 pour les trois géotextiles testés, pré-hydratés ou non à l'eau distillée.

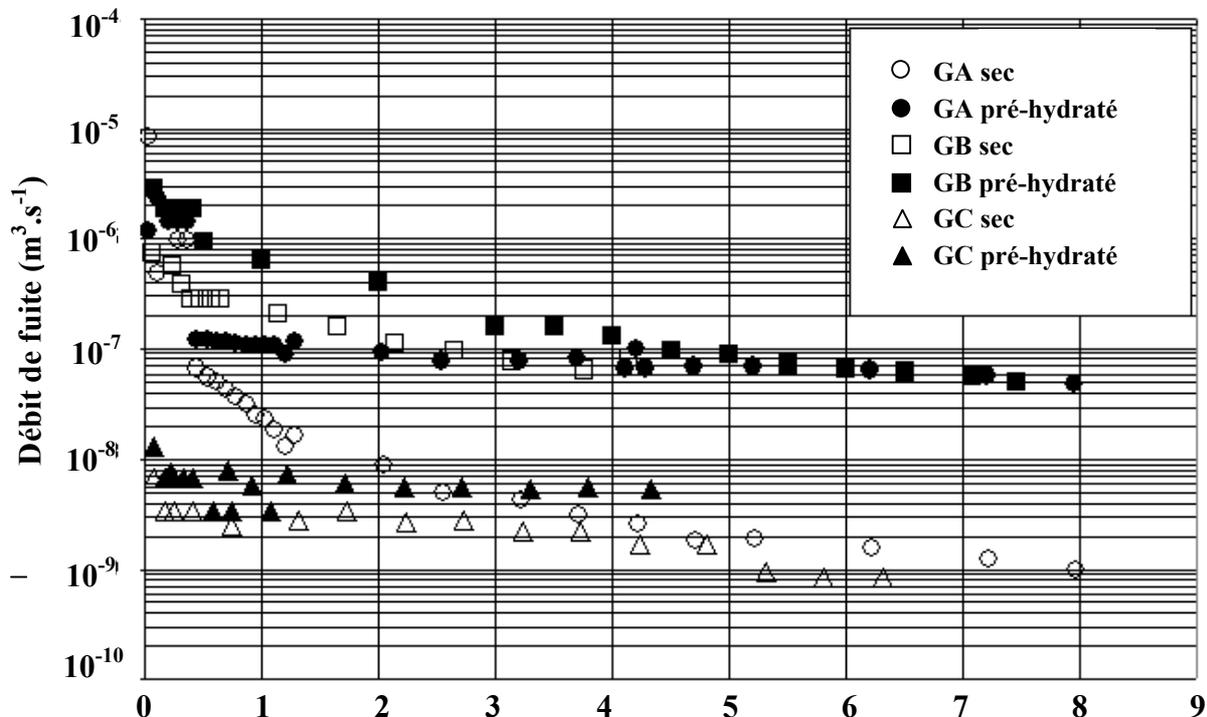


Figure IV-28 : Évolution du débit de fuite sous 64 kPa en fonction des

géotextiles testés et de leur pré-hydratation (d'après Garraud et al. 2005).

Les débits de fuite décroissent dans les premiers temps de la mesure et semblent atteindre un régime permanent en 5 à 7 heures. Les débits à l'interface comblée par le géotextile pré-hydraté GA ainsi que par GB pré-hydraté ou non sont plus élevés que ceux obtenus avec le géotextile thermolié GC, qu'il soit initialement sec ou pré-hydraté. Au contraire, le géotextile GA initialement sec a engendré un débit d'interface similaire à celui obtenu avec GC, de l'ordre de $5 \times 10^{-9} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, ce qui est un résultat inattendu étant donné que l'épaisseur de GA est importante.

Les géotextiles GA et GB semblent se comporter distinctement face à la pré-hydratation : GA transporte de l'eau avec facilité lorsqu'il est pré-hydraté, avec un flux au régime permanent de $2 \times 10^{-7} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ contre $5 \times 10^{-8} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ lorsqu'il est sec, alors que le produit GB n'est pas sensible à la pré-hydratation au vu des débits similaires quelles que soient les conditions initiales de saturation. Le fait que le géotextile GA sec, qui a une épaisseur de 1,56 mm sous 64 kPa, provoque un écoulement aussi faible que celui obtenu avec le géotextile GC d'épaisseur 0,4 mm indique que l'épaisseur du géotextile ne serait pas l'unique paramètre contrôlant le flux dans l'étanchéité composite.

Les observations pendant l'essai mené sur le géotextile GA sec sous 64 kPa montrent qu'aucun suintement n'a été relevé en périphérie de la colonne. Pour l'essai où le géotextile GA était pré-hydraté, l'eau s'écoulait après seulement quelques minutes. Le géotextile GB pré-hydraté donnait un écoulement périphérique quasi instantanément et le suintement était alors décroissant au cours de la durée de la mesure hydraulique. Pour les mesures réalisées avec le géotextile GB initialement sec, l'écoulement d'eau en périphérie de la colonne apparaissait une heure après le démarrage de l'expérience et allait en décroissant légèrement dans le temps. Cette observation est en bon accord avec les données expérimentales présentées sur la figure IV-26, où l'écoulement pour le géotextile GB sec est inférieur pendant la première heure de la mesure au flux du cas pré-hydraté.

Les essais sur le produit GC n'ont jamais montré aucun suintement en périphérie, que celui-ci soit pré-hydraté ou non. Cette observation est conforme aux débits limités mesurés lorsque ce produit thermolié est utilisé à l'interface.

Les essais réalisés sur un dispositif d'étanchéité sans géotextile à l'interface avec les mêmes conditions expérimentales, pendant la même durée et avec le même état de sol que pour les essais avec géotextile n'ont donné aucun flux mesurable, même en utilisant le vase de Mariotte de 50 mL d'une précision de 0,1 mL. Sur le même état de surface, la mesure à long terme a donné un débit de $5 \times 10^{-12} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ dans le cas de l'interface classique, comme le montre la figure IV-26. Le débit en l'absence de géotextile à l'interface est donc très inférieur au cas où un géotextile est présent.

Après chaque acquisition de mesure, la colonne d'essais a été démontée et le géotextile observé juste après le retrait de la géomembrane. La couleur et l'apparence des géotextiles diffèrent généralement suivant qu'ils sont humides ou non. C'est ici le cas pour les trois produits étudiés. Par conséquent, tous les géotextiles ont été examinés et il semble qu'aucun n'apparaissait totalement saturé en fin d'essai étant donné que la couleur n'était pas homogène, certaines zones peu humides paraissant plus claires. Ce point était spécialement aisé à remarquer sur le géotextile GA car il est gris foncé et les essais dans lesquels le géotextile GA a été mis en place sec ont conduit à un géotextile en fin d'expérimentation moins saturé que celui testé initialement pré-hydraté. Pour l'ensemble des géotextiles, nous avons observé que des particules d'argile avaient imprégné les géotextiles sur la face en contact avec l'argile compactée. Aucune particule n'ayant été observée sur l'autre face du géotextile, du côté du contact avec la géomembrane, l'extrusion d'argile à travers l'entière épaisseur des géotextiles ne semble pas être intervenue.

6.3.3.2 Mesure des débits de fuite sous 134 kPa

Les résultats obtenus sous une contrainte de 134 kPa appliquée par la presse hydraulique, toujours pour une charge hydraulique de 30 cm, sont présentés sur la figure IV-29.

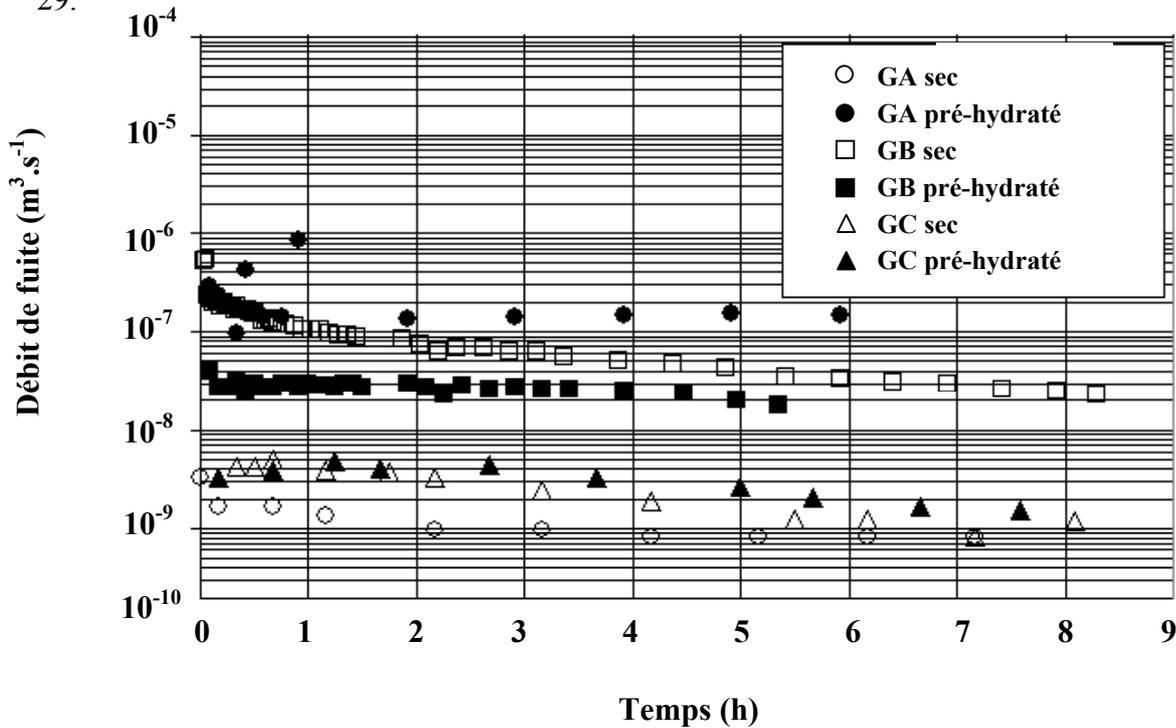


Figure IV-29 : Évolution du débit d'interface sous 134 kPa en fonction des géotextiles testés et de leur pré-hydratation (d'après Cartaud et al., 2005)

La figure IV-29 indique que les débits atteignent un régime permanent en 6 heures environ, sauf pour le géotextile GB initialement sec et pré-hydraté pour lesquels les débits semblent toujours décroître en fin d'essai hydraulique.

L'analyse de la figure IV-29 montre que les résultats obtenus sous 134 kPa de contrainte normale sont assez similaires à ceux relevés sous 64 kPa. Le géotextile non-tissé aiguilleté GA donne un débit d'environ $2 \times 10^{-7} m^3.s^{-1}$ lorsque pré-hydraté, supérieur à ceux mesurés sur les produits GB et GC, de $2 \times 10^{-8} m^3.s^{-1}$ et $1 \times 10^{-9} m^3.s^{-1}$ respectivement. Employé

sec en début d'essai le géotextile GA produit un écoulement quantitativement similaire à celui obtenu avec le géotextile thermolié GC. La pré-hydratation des produits GB et GC semble là encore avoir une influence faible sur le temps requis pour atteindre le régime quasi-permanent et la valeur de flux à long terme sous une contrainte de 134 kPa, alors que le comportement hydraulique du géotextile GA demeure directement lié à sa teneur en eau initiale.

Comme pour les essais sous 64 kPa, aucun écoulement n'a été mesuré sur les 8 heures de durée d'essai dans le cas sans géotextile à l'interface.

Pour les cas où un géotextile est présent à l'interface de l'étanchéité composite, la comparaison des débits de fuite obtenus sous 64 et 134 kPa de contrainte tendent à montrer que l'augmentation de la charge mécanique ne décroît pas significativement les flux. Ce fait constaté semble prouver que l'épaisseur du géotextile, supposé se réduire sous l'effet de la contrainte suivant les valeurs mesurées et reportées dans le tableau IV-3, n'est pas le seul paramètre d'influence sur les débits dans l'étanchéité composite en présence d'un géotextile.

6.3.3.3 Analyse des résultats obtenus

Ces résultats expérimentaux en colonne d'essai de dimension métrique sur un état de surface de la barrière compactée réel peuvent être comparés aux résultats bibliographiques cités dans le paragraphe 6.1 en gardant à l'esprit que les conditions, les matériaux utilisés et l'échelle des dispositifs diffèrent d'une étude à l'autre.

Fukuoka (1986) avait conclu qu'un géotextile non-tissé aiguilleté (présumé initialement sec) présent à l'interface réduisait les débits de fuite dans l'étanchéité composite dans le cas d'un défaut de 20 mm de diamètre dans la géomembrane. Cette observation est en désaccord avec les résultats obtenus dans notre étude, où les géotextiles ont montré augmenter les débits, même si le géotextile GA sec a donné d'assez faibles flux. Fukuoka a attribué ce phénomène à l'irrégularité de la surface de l'argile compactée, contenant des éléments granulaires, mais n'a pas été plus loin dans son analyse. Les conditions limites aval de l'interface ainsi que l'échelle de l'essai étaient similaires à celles de notre étude mais le type de sol et sa topographie, la dimension du défaut, la géomembrane, la charge hydraulique et le mode d'application de la contrainte mécanique diffèrent, ce qui rend la comparaison des résultats difficile.

Les conditions des essais réalisés par Brown et al. (1987) sont elles-aussi différentes des nôtres, en particulier au niveau de la condition limite étant donné qu'aucun suintement n'était possible en périphérie de l'interface dans le dispositif expérimental de ces auteurs. Sur une surface plane et sous 156 kPa de pression de confinement, le géotextile qu'ils ont testé n'a pas provoqué de hausse significative du débit d'interface mesuré. Ce résultat ne concorde pas avec ceux que nous avons présentés. Toutefois, les conclusions tirées par Brown et al. (1987) peuvent s'expliquer par la condition de flux nul à la limite aval de l'interface, puisque pour les charges hydrauliques appliquées les auteurs ont observé que l'intégralité de la surface du sol était concernée par l'écoulement d'interface, qu'un géotextile soit présent ou non. Par conséquent, les débits qu'ils ont mesuré étaient identiques, mis à part les variations de conductivité hydraulique du sol compacté, menant à des valeurs de transmissivité très proches.

De plus, les résultats que nous avons présentés plus haut tendent à souligner que les débits de fuite peuvent être très variables d'un géotextile utilisé à l'autre, même pour des

produits de masse surfacique, de composition de fibre et de procédé de fabrication similaires. Par conséquent, le fait que certains des géotextiles utilisés pour notre étude possèdent une masse surfacique proche de celle des produits qui ont servi à l'étude de Fukuoka (1986) et Brown et al. (1987) n'est pas suffisant pour espérer retrouver des résultats semblables. Un autre paramètre pourrait aussi expliquer les divergences observées avec les résultats de Fukuoka et de Brown et al. : la capacité d'un géotextile en contact avec un sol à augmenter ou au contraire réduire le mouvement de l'eau dépend pour beaucoup du rapport entre la conductivité hydraulique du sol à saturation et la conductivité hydraulique du géotextile, comme l'ont montré récemment Iryo et Rowe (2003). Les plus importantes conductivités hydrauliques de sols testés dans Fukuoka (1986) et Brown et al. (1987) que celles de l'argile d'Armanche utilisée dans notre étude (10^{-7} à 10^{-6} m.s⁻¹ dans l'étude de Fukuoka, 5×10^{-9} et 2×10^{-6} m.s⁻¹ dans Brown et al. contre 2×10^{-10} m.s⁻¹ dans notre cas) rendent la comparaison directe risquée.

La comparaison des résultats présentés sur les figures IV-28 et IV-29 avec ceux obtenus à l'échelle décimétrique en cellule de transmissivité et présentés sur les figures IV-21 et IV-22 est plus aisée car les matériaux (argile compactée, géomembrane, produits géotextiles testés), la charge hydraulique et les contraintes mécaniques appliquées sont les mêmes. Les résultats présentés dans cette partie sont aussi assez comparables à ceux obtenus par Touze-Foltz (2002a) sur une surface plane, dans le sens où la présence d'un géotextile à l'interface produit une augmentation du débit d'interface dans le dispositif d'étanchéité composite.

En effet, les mesures et les conclusions tirées du présent travail sont proches de celles obtenues en cellule de transmissivité sur une surface d'argile plane, à savoir (1) une stabilisation à assez court terme du flux ; (2) des débits de fuite accrus en présence d'un géotextile et (3) des débits généralement supérieurs pour les géotextiles épais non-tissés aiguilletés. Par contre, la comparaison avec les résultats du paragraphe 6.3 à l'échelle décimétrique et pour un état de surface irrégulier non représentatif de la topographie des états de surface sur site indique des conclusions divergentes. En effet, en cellule de transmissivité nous avons constaté une réduction des débits due à la présence du géotextile, particulièrement dans le cas d'un produit épais aiguilleté.

Différences de comportement observé lors des essais à différentes échelles

Trois différences majeures peuvent être remarquées à partir des résultats en cellule de mesure de transmissivité et en colonne métrique. Premièrement, le comportement global du dispositif d'étanchéité composite comprenant un géotextile est comparable uniquement lorsque celui-ci est pré-hydraté. Initialement sec, le géotextile GA a une transmissivité proche de celle de GC, bien qu'il soit nettement plus épais que ce dernier, et la similarité n'est plus vérifiée.

Deuxièmement, les débits à l'échelle métrique sont clairement plus faibles d'un à deux ordres de grandeur que les débits mesurés sur les essais de dimension plus réduite, en cellule de transmissivité. La différence de débit pourrait être due à un effet proprement dimensionnel. D'une part, comme la même charge hydraulique est appliquée, le gradient est bien plus faible dans l'essai de diamètre 1 m que dans l'essai de diamètre 20 cm. D'autre part, les deux dispositifs expérimentaux permettent un suintement libre à la condition limite aval de l'interface. Lorsque le régime permanent est atteint, la zone d'infiltration se stabilise. Pour une épaisseur d'interface uniforme, l'écoulement est radial à partir du défaut dans la

géomembrane et la zone d'infiltration s'arrête à une certaine distance, comme cela a été décrit dans le second chapitre. En cellule de transmissivité, le rayon de la zone d'infiltration semble plus grand que le rayon de la cellule elle-même, un suintement ayant systématiquement été collecté en périphérie. Au contraire, à l'échelle métrique le rayon de la zone d'infiltration était assurément inférieur à celui de la colonne pour les essais sur lesquels aucun écoulement périphérique n'a été observé. Autrement dit, la condition à la limite du système n'est pas identique dans les deux essais bien que l'écoulement soit libre dans les deux cas.

Enfin, le flux dans l'étanchéité composite semble se comporter différemment vis-à-vis de la contrainte appliquée au système de dimension métrique, comparé aux données en cellule sur surface plane, où les débits sont intimement liés à la charge mécanique. La réduction de perméabilité et de transmissivité des produits non-tissés aiguilletés sous l'effet d'une contrainte sont des phénomènes bien connus grâce aux travaux de Palmeira et Gardoni (2002) et directement en rapport avec l'épaisseur et la réduction de porosité du géotextile. De plus, une déformation plus importante des géotextiles à échelle métrique qu'à l'échelle décimétrique sur des surface toutes deux sub-planes n'a aucune pertinence d'un point de vue mécanique. Il faut donc attribuer la baisse de capacité à transporter de l'eau à un autre phénomène.

Étant donné que l'influence de la pose d'un géotextile sur l'augmentation du débit dans l'étanchéité composite dont la géomembrane comporte un défaut a reçu quelques preuves expérimentales à travers les résultats que nous avons présenté, nos conclusions sont donc en désaccord avec les travaux précédents de Fukuoka (1986) et Brown et al. (1987). L'analyse des mesures a mené à une conclusion globale, concernant l'influence du géotextile, similaire à celle de Touze-Foltz (2002a) et à celle tirée des essais en cellule de transmissivité pour une surface plane seulement.

D'après les observations effectuées en colonne d'essais de diamètre 1 m, il apparaît clairement que les géotextiles, qu'ils soient ou non mis en place pré-hydratés en début d'expérimentation, se trouvent dans un état de non-saturation en fin d'essai. Au vu des résultats présentés sur les figures IV-28 et IV-29, il paraît très probable que les différences d'affinités pour l'eau des géotextiles soient à l'origine des différences de comportement hydraulique relevés, en particulier entre GA et GB. Nous proposons donc de vérifier cette hypothèse, tout en recherchant simultanément les autres facteurs qui pourraient être responsables des différences comportementales constatées.

Essais de capacité de débit dans le plan des géotextiles

Pour commencer, nous allons comparer les résultats expérimentaux obtenus en colonne d'essais avec les débits de fuite que l'on peut calculer en se basant sur l'essai le plus simple (cf. IV-2), le banc d'essai normalisé EN ISO 12958 de mesure de capacité de débit dans le plan des géotextiles. En réalisant l'essai suivant la norme, c'est à dire en utilisant des géotextiles pré-hydratés, on obtient la capacité de débit qui peut être convertie en transmissivité hydraulique par la relation suivante :

$$T_g = \frac{Q \times \frac{1}{l} \times F}{i} \quad (IV-15)$$

où T_g est la transmissivité du géotextile, Q le débit mesuré lors de l'essai, l la largeur de l'échantillon de géotextile, F un facteur de correction lié à la température de l'eau (0,953 pour de l'eau à 22°C) et i le gradient hydraulique dans le géotextile. On peut ensuite utiliser l'équation (II-36) pour calculer le flux radial théorique dans l'étanchéité composite à l'échelle 1m en conditions limites de type suintement.

Si l'on réalise l'essai suivant les prescriptions de la norme EN ISO 12958, l'essai est de courte durée (de l'ordre d'une dizaine de minutes) et sous un gradient hydraulique unitaire. Les capacités de débit ainsi que les débits théoriques sont présentés dans le tableau IV-7.

Interface	Capacité de débit norme ISO12958	Prédiction du débit d'interface	Débit mesuré expérimentalement (GTX secs)	Ratio
	($m^2.s^{-1}$)	($m^3.s^{-1}$)	($m^3.s^{-1}$)	Prédiction/mesure
Géotextile GA sous 64 kPa	$1,7 \times 10^{-6}$	$5,8 \times 10^{-7}$	1×10^{-9}	580
Géotextile GA sous 134 kPa	$1,2 \times 10^{-6}$	$4,1 \times 10^{-7}$	9×10^{-10}	455
Géotextile GB sous 64 kPa	$4,8 \times 10^{-6}$	$1,6 \times 10^{-6}$	4×10^{-8}	40
Géotextile GB sous 134 kPa	$1,7 \times 10^{-6}$	$5,8 \times 10^{-7}$	2×10^{-8}	30

Tableau IV-7: Comparaison entre les débits prédictifs basés sur les essais normalisés et les débits expérimentaux

On observe que les débits dans l'étanchéité composite où le géotextile GA a été installé sec à l'interface sont inférieurs aux valeurs théoriques d'un facteur environ 500. La même comparaison sur le géotextile GB montre que ce facteur est de l'ordre de 35. La première conclusion tirée est que les propriétés des produits fournies par cet essai normalisé ne semblent pas pouvoir fournir de prévisions de débit d'interface précises. La seconde conclusion est que pour les produits GA et GB qui ont une épaisseur proche, les débits obtenus sont très différents. Il semble donc bien qu'un facteur intrinsèque aux géotextiles influe sur l'écoulement. Cet essai très basique ne peut pas apporter plus d'enseignements.

On peut essayer d'accroître le degré de réalisme de cet essai en (1) réalisant l'essai sur une longue durée, (2) en suivant l'évolution des débits au cours du temps au lieu de se contenter d'une valeur unique de flux et (3) en utilisant des échantillons de produits secs, pour se mettre dans les mêmes conditions que certains des essais en colonne d'un mètre de diamètre. D'autre part, plutôt que de fixer un gradient unitaire, nous avons appliqué le même gradient que celui qui existe dans les colonnes d'essais, à savoir 0,6. Le géotextile GA apparaît très hétérogène en termes de mouillabilité au sein d'une même nappe, nous avons donc prélevé des échantillons pour essais dans une zone non-mouillante (échantillons notés GA) et dans une zone nettement moins hydrophobe (échantillons notés GA').

Les échantillons de 1m de diamètre qui ont servi pour l'obtention des courbes de débit sous 64 et 134 kPa (Figures IV-28 et IV-29) provenaient de zones hydrophobes dans le lé, ils étaient de type GA et non GA'.

La capacité de débit dans le plan des géotextiles GA, GA' et GB a été suivie pendant 7 heures, les courbes mesurées sont présentées sur la figure IV-30.

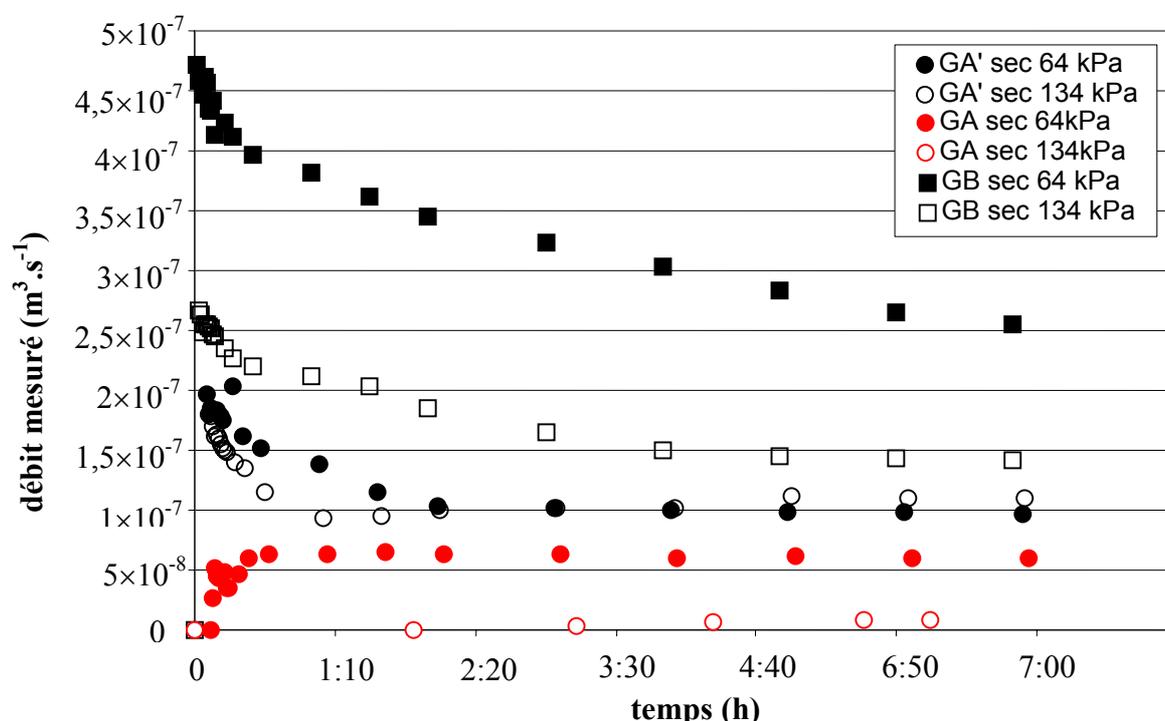


Figure IV-30 : Évolution de la capacité de débit dans le plan des géotextiles GA et GB initialement secs, mesurée dans le banc d'essai EN ISO 12958

L'analyse de la figure IV-30 montre que les débits les plus importants sont obtenus avec le géotextile GB, de l'ordre de $3 \times 10^{-7} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, alors que les débits engendrés par le produit GA sont d'environ $1 \times 10^{-7} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Cette différence peut s'expliquer par la plus forte porosité du géotextile GB sous contrainte (cf. Tableau IV-6). D'autre part, le géotextile GB est plus sensible à la contrainte mécanique que GA étant donné que la baisse du débit suite à la réduction d'épaisseur du géotextile est bien plus marquée.

La comparaison de l'évolution du débit mesuré avec GA et GA' illustrent bien l'hétérogénéité de ce géotextile dans son comportement vis-à-vis de l'eau : la capacité de transport de fluide est variable d'un facteur 5 ou 10 pour des échantillons prélevés dans la même nappe et tous deux dans le sens production. L'échantillon GA' voit sa capacité de débit dans le temps diminuer alors que GA engendre un débit qui augmente au fur et à mesure qu'il

s'hydrate lentement. Ces différences en termes de mouillabilité peuvent s'expliquer soit par les variations de densité locale des fibres (bien visible en transparence, dans certaines zones les fibres sont plus abondantes qu'ailleurs) soit par une aspersion non-homogène de l'agent mouillant qui est déposé sur les fibres pour les rendre hydrophiles, lors du processus de fabrication. Ce point n'a pas pu être vérifié auprès du producteur.

Le géotextile GB s'hydrate toujours très bien, sa capacité de débit dans le temps est décroissante. Ce phénomène peut être attribué au fluage sous contrainte (lent réarrangement des fibres sous l'effet de la charge mécanique qui provoque une fermeture de l'espace poral au cours du temps).

Si l'on compare les résultats obtenus sur la figure IV-30 avec les mesures de flux en colonne de dimension 1m des figures IV-28 et 29, on constate une assez bonne correspondance : les débits les plus importants sont obtenus avec le géotextile GB et le comportement hydrophobe de GA non pré-hydraté se retrouve à la fois en colonne et en essai normalisé.

L'évolution de la transmissivité des géotextiles dans le temps est très semblable à l'apparence des courbes de débit de la figure IV-30, elles n'ont donc pas été représentées. A partir de la valeur de débit mesurée en fin d'essai, lorsqu'un régime permanent est atteint, nous avons calculé les débits théoriques qui seraient obtenus pour ces transmissivités dans le cas d'un débit radial sur un mètre de diamètre, à l'aide des équation (IV-16) et (IV-17). Les débits théoriques sont comparés aux débits mesurés en colonne d'essais dans le tableau IV-8 :

Géotextile	Transmissivité déduite de la capacité de débit ($m^2.s^{-1}$)	Débit de fuite théorique ($m^3.s^{-1}$)	Débit mesuré expérimentalement (GTX secs) ($m^3.s^{-1}$)	Ratio Prédiction/mesure
GA', sec 64 kPa	8×10^{-7}	$2,7 \times 10^{-7}$	1×10^{-9}	270
GA', sec 134 kPa	9×10^{-7}	$3,1 \times 10^{-7}$	9×10^{-10}	344
GB, sec 64 kPa	2×10^{-6}	$6,8 \times 10^{-7}$	4×10^{-8}	17
GB, sec 134 kPa	1×10^{-6}	$3,4 \times 10^{-7}$	2×10^{-8}	17
GA, sec 64 kPa	5×10^{-7}	$1,7 \times 10^{-7}$	1×10^{-9}	170
GA, sec 134 kPa	7×10^{-8}	$2,4 \times 10^{-8}$	9×10^{-10}	27

Tableau IV-8 : Comparaison entre les débits prédictifs basés sur les essais normalisés avec les géotextiles secs et sous gradient hydraulique de 0,6 et les débits expérimentaux

L'examen du Tableau IV-8 montre que les prévisions théoriques de débit basées sur les valeurs de transmissivité après 7h d'essai et pour un gradient de 0,6 au lieu de 1 sont plus proches des débits mesurés en colonne que le tableau IV-7. Il existe cependant des différences encore importantes, en particulier pour les essais avec GA'. Ceci est logique car nous comparons des résultats obtenus sur le produit mouillant en essai ISO avec des résultats obtenus sur des échantillons non mouillants (GA) en colonne métrique.

D'une façon globale, l'essai adapté de la norme EN ISO 12958 se révèle impropre à la prévision précise des débits d'interface engendrés par la présence d'un géotextile.

La réalisation de ces essais de mesure de capacité dans le plan des géotextiles utilisés non pré-hydratés a néanmoins permis:

- (1) de souligner des différences entre produits dans la façon de conduire un fluide dans leur direction longitudinale;
- (2) de mettre aussi en évidence qu'au sein d'une même nappe de géotextile GA, le produit est hétérogène, certaines zones conduisent mieux les fluides que d'autres;
- (3) d'illustrer le phénomène de fluage en compression qui intervient dans les produits non-tissés aiguilletés et qui provoque une décroissance temporelle du flux.

Investigation de l'impact de la contamination des géotextiles par l'argile

Nous avons vu dans le paragraphe 6.3.3.1 qu'un effet de contamination par migration de particules argileuses dans la structure fibreuse des géotextiles pourrait être intervenu au cours des essais en colonne. Les observations de géotextiles marqués par de l'argile à la fin des essais ont révélé qu'il n'y avait pas extrusion d'argile à travers la totalité de l'épaisseur, mais une contamination partielle peut suffire à produire une décroissance très nette de la conductivité hydraulique des géotextiles non-tissés aiguilletés. Pour résoudre cette question, des mesures de capacité de débit dans le plan des géotextiles colmatés par l'argile ont été réalisées suivant la norme standardisée EN ISO12958 et comparées aux données acquises sur les produits neufs. Les tests ont été effectués à la fois sur des échantillons pré-hydratés et secs, mais étant donné que les résultats sont très similaires ce point n'a pas été précisé dans le tableau IV-9.

Capacité de débit suivant ISO12958 ($m^2.s^{-1}$)	Géotextile GA	Géotextile GB	Géotextile GC
Produit neuf – 50 kPa	$1,7 \times 10^{-6}$	$4,8 \times 10^{-6}$	$< 10^{-7}$
Produit neuf – 100 kPa	$1,2 \times 10^{-6}$	$1,7 \times 10^{-6}$	$< 10^{-7}$
Produit colmaté– 50 kPa	$1,1 \times 10^{-6}$	$2,1 \times 10^{-6}$	$< 10^{-7}$
Produit colmaté– 100 kPa	$6,3 \times 10^{-7}$	$9,0 \times 10^{-7}$	$< 10^{-7}$

Tableau IV-9 : Comparaison de la capacité du débit dans le plan des géotextiles neufs et colmatés par de l'argile, sous différentes contraintes.

L'analyse du Tableau IV-9 montre que les capacités de débit dans le plan des géotextiles provenant de la colonne d'essai sont réduites par un facteur inférieur à 2 pour le géotextile GA et de 2 pour le géotextile GB. En considérant ce résultat, la contamination des produits par des particules argileuses ne semble pas être un phénomène suffisant pour expliquer les faibles débits de fuite obtenus lors des expérimentations hydrauliques de dimension métrique. Ainsi, la contamination des géotextiles par des particules du sol a été observée au terme de chacun des essais pré-hydratés ou secs. Donc, le phénomène étant présent dans les deux cas, l'unique effet de colmatage ne peut pas expliquer le comportement observé sur le géotextile GA.

Toutes ces observations concordent pour désigner une influence importante de l'état non-saturé des géotextiles à l'interface sur le débit obtenu dans le dispositif d'étanchéité, particulièrement dans le cas des tests avec le produit GA. La capacité de ce produit à s'hydrater est sans aucun doute inférieure à celle du géotextile GB et GA peut être considéré comme un produit hydrophobe. Cette propriété pourrait provenir des caractéristiques des fibres ou d'un traitement insuffisant de celles-ci par l'agent chimique mouillant lors du processus de fabrication. Il faut cependant remarquer que les propriétés du géotextile GA ne sont pas homogènes au sein d'une même nappe.

Une étude des propriétés hydrauliques non-saturées des géotextiles semble donc judicieuse pour mieux comprendre le comportement des produits.

6.3.3.4 Impact de l'état non-saturés des géotextiles à l'interface sur les débits dans l'étanchéité composite

En supposant que les géotextiles sont dans un état non-saturé, les questions suivantes se posent: en se basant sur les courbes de rétention des géotextiles, la saturation partielle peut-elle (1) causer une telle baisse de conductivité hydraulique et (2) expliquer les différences constatées entre GA et GB vis-à-vis de l'influence de la pré-hydratation des géotextiles ?

Les données bibliographiques sur le comportement hydraulique non-saturé des géotextiles puis la détermination des propriétés non-saturées des produits que nous avons étudiés sont présentées dans les paragraphes qui suivent.

Travaux antérieurs sur le comportement hydraulique non-saturé des géotextiles

Masounave et al. (1980), Palmeira et al. (1996) et Palmeira et Gardoni (2002) ont montré le haut degré de complexité de la structure poreuse des géotextiles et, comme pour les sols, que cette complexité combinée à des phénomènes à l'échelle microscopique tels que la capillarité ou l'effet « ink-bottle » (Lenormand et Zarcone, 1983 ; Li et Wardlaw, 1986) ne pouvait pas être prise en compte. Par conséquent, les écoulements dans les géotextiles ont fait l'objet d'études approfondies, d'abord dans des conditions saturées puis, récemment, dans des conditions de saturation partielle.

Le comportement non-saturé d'un milieu poreux peut être exprimé en utilisant des courbes caractéristiques et par analogie, certains travaux se sont penchés sur la détermination des courbes caractéristiques géotextile-eau depuis quelques années (Stormont et al. 1997 ; Henry et Holtz, 1997 ; Ho, 2000 ; Lafleur et al. 2000 ; Knight et Kotha, 2001).

Ces courbes caractéristiques établies sur les géotextiles montrent une forme particulière, avec une très forte et très brusque désaturation dès qu'une valeur de succion de l'ordre de quelques centimètres est appliquée au produit, et les courbes se révèlent fortement hystérétiques. Ce comportement hydraulique est proche de celui d'un sol formé d'éléments grossiers, uniformes, tels que des graves (Stormont et al., 1997).

Le comportement d'un géotextile comme celui de n'importe quel milieu poreux, dépend en partie en conditions non-saturées des forces d'attraction associées à l'interface fibre-eau, mesurée par l'angle de contact que forme la phase liquide avec la phase solide. Plus

cet angle est faible, plus l'eau hydrate facilement les fibres et tous les autres facteurs étant égaux par ailleurs, plus l'eau sera retenue pour une valeur de succion imposée donnée. Les milieux absorbants, tels que les sols, ont des angles de contact proches de zéro ou supposés comme tels, alors que les matériaux qui possèdent des angles de contact formé avec l'eau supérieurs à 90° sont hydrophobes. Henry et Patton (1998) ont mesuré des angles de contact pour des fibres polyester et polypropylène utilisées dans la majorité des géotextiles non-tissés. Les valeurs typiquement obtenues sont comprises dans l'intervalle $50-80^\circ$, ce qui indique que ces fibres sont plutôt hydrophobes. Leur étude révèle aussi que l'angle de contact mesuré est plus grand pendant la phase d'imbibition que pendant le drainage, ce qui fournit une base pour la compréhension du comportement hystérétique des géotextiles. Les fibres étant moins sensibles à l'hydratation pendant l'imbibition que pendant le drainage, il est logique que la saturation du produit soit inférieure, pour une succion donnée, dans la phase d'imbibition que dans la phase de drainage. Par exemple, l'angle de contact pour un filament continu de polypropylène est de 86° en imbibition contre 56° en drainage. Le géotextile B de l'étude de Stormont et al. (1997) (qui ne correspond pas au GB que nous étudions) qui est composé de filaments continus de polypropylène possède un degré de saturation de 0,1 pour une succion imposée de 50 kPa en phase d'imbibition, alors que la saturation est de 0,7 en drainage pour la même valeur de succion.

Quand l'agent surfactant qui revêt les fibres d'un géotextile n'est plus présent, l'angle de contact augmente de façon significative ce qui rend le produit moins apte à s'hydrater. Stormont et al. (1997) ont obtenu, pour une succion nulle, un géotextile neuf saturé dans une gamme de 0,7 à 1 et un géotextile sans agent mouillant (celui-ci étant parti après de nombreux rinçage) a un degré de saturation de 0,2, c'est à dire très partiellement saturé.

Iryo et Rowe (2003) ont réalisé une étude dans le but de comprendre sous quelles conditions un géotextile se comporte comme un milieu offrant une résistance à l'écoulement de l'eau. En effet, leur travail bibliographique souligne que l'impact de l'état non-saturé d'un géotextile sur sa capacité à transporter de l'eau est incertain, depuis que Giroud (1983) a décrit les géotextiles comme des matériaux utiles pour drainer l'eau des sols alors que Henry (1995) et Richardson (1997) ont donné des preuves du comportement de barrière capillaire que ceux-ci peuvent adopter. Ils ont par ailleurs conclu que le modèle de Van Genuchten (1980) – Mualem (1976b) développé pour les sols non-saturés est valable pour les propriétés hydrauliques non-saturées des géotextiles. Enfin, Iryo et Rowe (2003) ont aussi montré que les valeurs de point d'entrée d'air et d'eau étant faibles, les géotextiles peuvent agir comme un matériau perméable ou imperméable en réponse à de légères variations de la succion imposée.

Nous avons cherché à déterminer les paramètres non-saturés des géotextiles que nous avons testés en colonne d'essais.

Détermination expérimentale des courbes de rétention des géotextiles étudiés

Les propriétés hydrauliques des géotextiles GA, GA', GB et GC ont été évaluées dans le but de comprendre la baisse de conductivité hydraulique K de ces produits en fonction du degré de saturation S . La mesure expérimentale de la relation $K(S)$ est délicate et longue, alors que la détermination du degré de saturation S en fonction de la succion ψ est plus aisée. Une fois les paramètres de la relation de Van Genuchten déduits de la courbe $S(\psi)$, la relation $K(S)$ peut alors être déterminée en utilisant les équations (III-22) à (III-24).

En suivant la méthode détaillée dans Stormont et al. (1997), la teneur en eau des trois géotextiles a été mesurée pour onze paliers de succion imposés, compris entre -25 et 0 cm. Un délai de 12 h (fixé après essai préliminaire) a été respecté entre le changement de la succion imposée et la mesure de la teneur en eau correspondante pour être certain que l'équilibre est bien atteint entre le géotextile et la plaque poreuse. Le dispositif expérimental est présenté sur la figure IV-31 et le protocole de prise de mesure est détaillé en annexe VI.

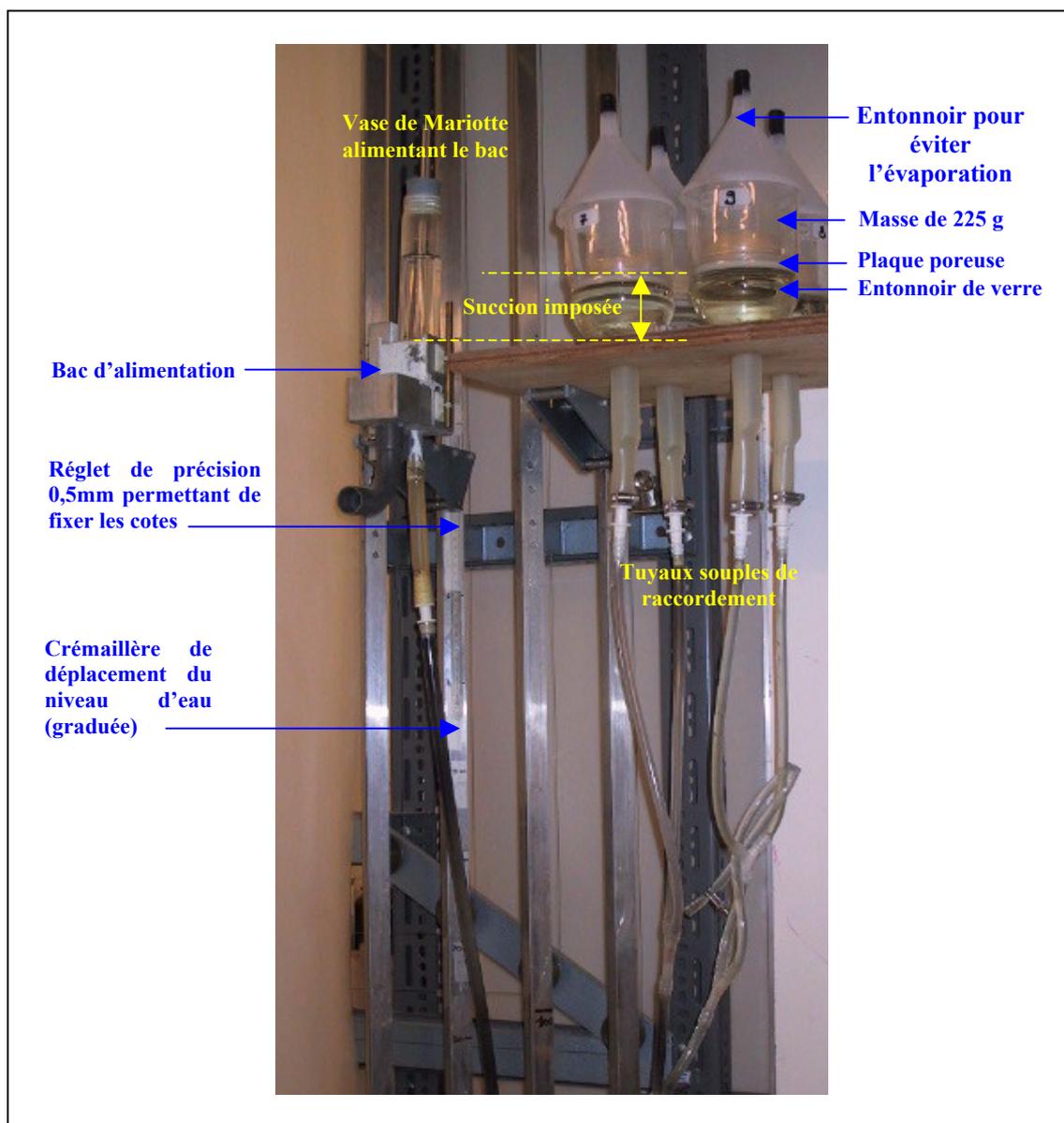


Figure IV-31 : Dispositif de mesure de la relation teneur en eau - succion des géotextiles

Le cycle de mesures complet, c'est à dire en phase d'imbibition puis de drainage, a été effectué sur quatre échantillons de géotextile correspondant à GA, GA', GB, et GC. Les deux premiers échantillons ont été testés simultanément pour mettre en évidence la différence de comportement au sein d'un même lé, suivant si le produit est localement mouillant ou non-mouillant.

Les relations $S(\psi)$ ont été établies d'abord en imbibition puis en phase de drainage. Elles ont été reportées sur les figures IV-32 et IV-33 respectivement. Le degré de saturation représenté est absolu.

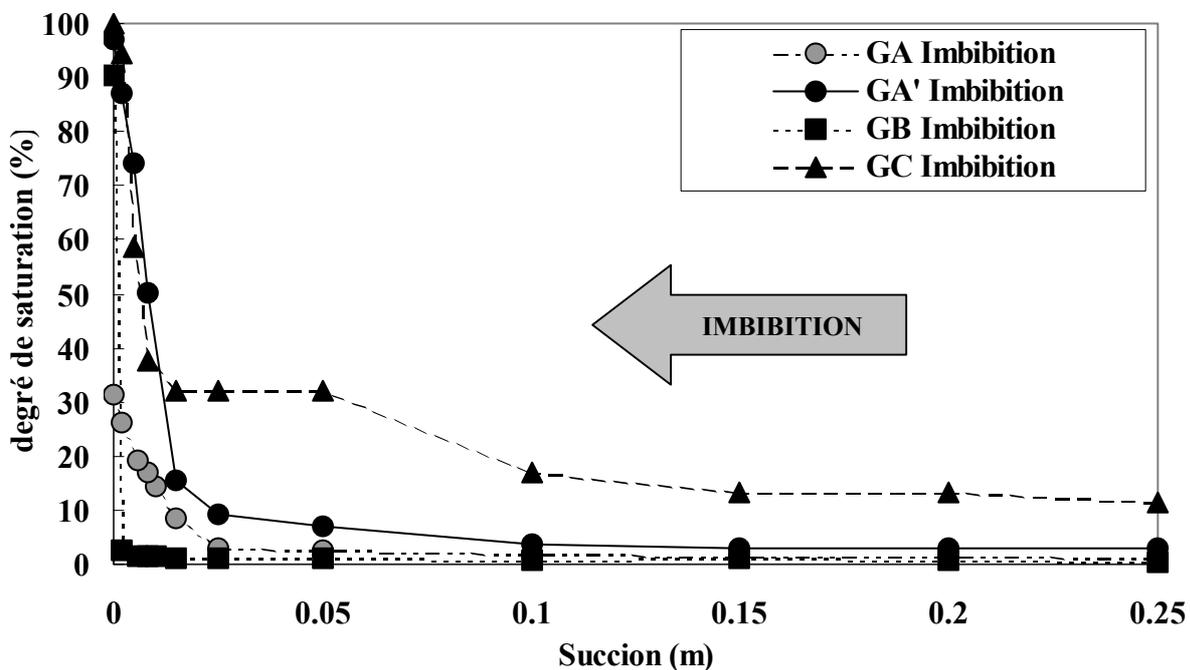


Figure IV-32 : Courbes d'imbibitions des géotextiles étudiés

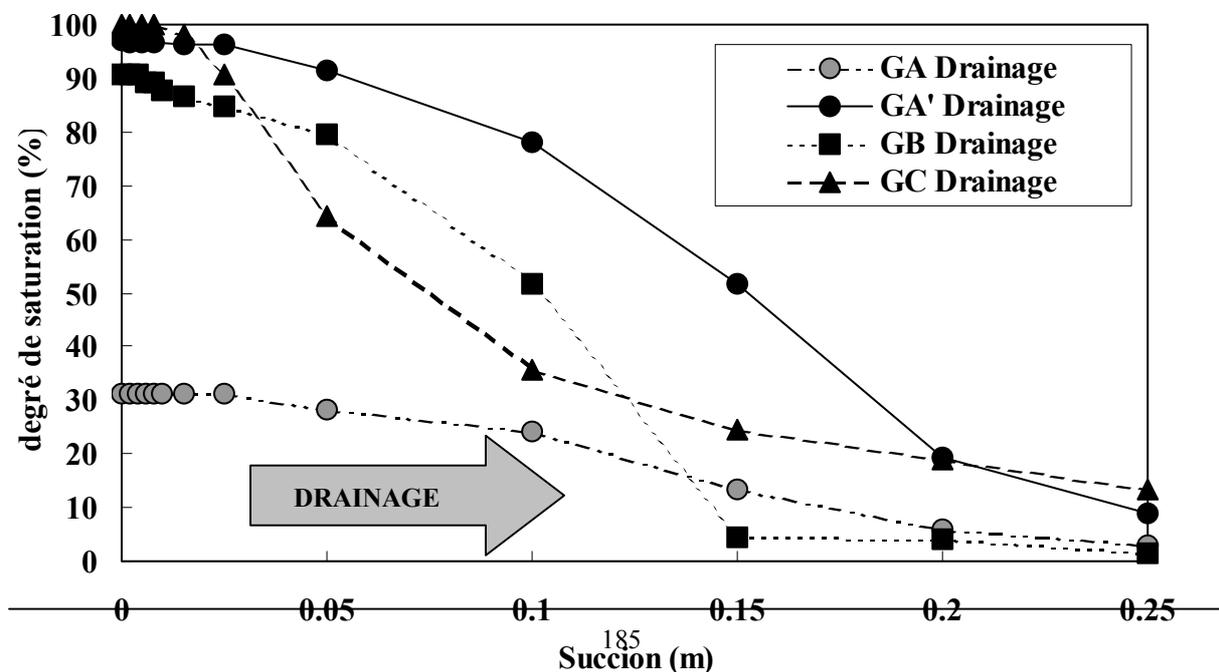


Figure IV-33 : Courbes de drainage des géotextiles étudiés

L'observation de la Figure IV-32 révèle que les géotextiles ne se saturent que pour des succions imposées proches de zéro en phase d'imbibition. Ce résultat est peu surprenant et semblable aux mesures obtenues par Stormont et al. (1997) et Morris (2000) sur des géotextiles non-tissés aiguilletés. Les échantillons GA, GA' et GC voient leur teneur en eau augmenter avant le produit GB en phase d'imbibition. En phase drainante (cf. Figure IV-33) la succion requise pour atteindre la même teneur en eau qu'en phase drainante est plus élevée, conférant ainsi à tous les géotextiles testés un comportement fortement hystérétique. L'examen des Figures IV-32 et IV-33 souligne également le comportement particulier des échantillons de géotextile GA: GA et GA' commence à s'hydrater pour la même valeur de succion mais le degré de saturation de GA' à succion nulle est trois fois supérieur. La saturation de l'échantillon GA n'est que de 32%, ce qui signifie qu'il est loin d'un état de saturation totale. Le géotextile GA ne se mouillant que partiellement, ceci explique pourquoi il est nettement moins transmissif lorsqu'on l'utilise sec en début d'essai. Cette propriété du géotextile GA est en accord et fournit en même temps une explication au comportement observé sur les Figures IV-28, -29 et -30. Le géotextile GB ne commence à s'hydrater que quand la succion atteint pratiquement zéro, mais son degré de saturation atteint alors presque 100 %.

Les paramètres α (m^{-1}) et n ont été calculés à partir de ces données expérimentales, en utilisant le logiciel RETC (van Genuchten et al., 1991) qui réalise automatiquement un calage des paramètres par méthode des moindres carrés. Les paramètres ainsi calculés sont donnés dans le tableau IV-10 pour les phases d'imbibition et de drainage.

Géotextile	α (m^{-1})	n
GA Imbibition	90	2,40
GA Drainage	7,20	6,80
GA' Imbibition	127,00	2,10
GA' Drainage	71,00	3,38
GB Imbibition	522,00	1,55
GB Drainage	6,23	7,97
GC Imbibition	6,35	9,51
GC Drainage	20,50	2,50

Tableau IV-10 : Paramètres hydrodynamiques de van Genuchten déterminés pour les trois géotextiles étudiés

Ces paramètres sont ensuite utilisés dans les équations (III-22) et (III-24) pour déterminer la relation $K_r(S)$ de GA, GB et GC (GA' n'a pas été représenté car les échantillons en colonne étaient uniquement de type GA). La conductivité hydraulique relative a été tracée en fonction du degré de saturation sur la figure IV-34.



On remarque sur la figure IV-34 que la conductivité hydraulique relative des géotextiles est faible lorsque les produits sont encore faiblement saturés, surtout en imbibition. Le géotextile GC possède la conductivité relative la plus faible pour un degré de saturation donné et le géotextile GB possède la plus forte. Par exemple, à une saturation de 90 % en phase d'imbibition, la conductivité hydraulique de GC est 5 fois plus faible que dans des conditions de saturation totale. Pour ce même degré de saturation, la conductivité hydraulique est de 55 % de K_{sat} pour le géotextile GB et de 35% pour le géotextile GA. Donc, on peut déduire de la figure IV-34 que le géotextile GA est moins transmissif que GB lorsque l'eau pénètre dans le produit. Ce résultat concorde avec les observations et les mesures présentées sur les figures IV-28 et IV-29 et apporte une certaine confirmation du comportement hydrophobe du géotextile GA.

Pendant la phase de drainage, lorsque l'eau quitte les fibres du géotextile, la conductivité relative du géotextile GC décroît selon une forte pente. Les géotextiles GA et GB montrent un comportement semblable, contrairement à la phase d'imbibition. Pour un degré de saturation donné, la conductivité hydraulique des trois produits est nettement supérieure pendant la phase de drainage que pendant l'imbibition. Par exemple, lorsque le degré de saturation du géotextile GA atteint 90 %, sa conductivité hydraulique est encore de 65 % de K_{sat} . Les causes du phénomène d'hystérésis constaté sont bien connues et ont été commentées par Lafleur et al. (2000). La perméabilité absolue des géotextiles en fonction de la saturation (non-représentée ici) indique que pour le géotextile GA, celle-ci demeure en-dessous de $4 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$ alors que le géotextile GB a une conductivité de 10^{-3} m.s^{-1} lorsqu'il est saturé. La raison est que GA ne se sature pas à plus de 32 % comme le montrent les figures IV-32 et IV-33.

Discussion des résultats

En se basant sur les courbes caractéristiques de rétention et sur la conductivité hydraulique relative des géotextiles étudiés, il est légitime de se demander si pendant les essais réalisés les produits, supposés non-saturés, ont été soumis à une phase d'imbibition ou au contraire à un drainage. Le géotextile GA initialement sec se mouillant mal et aucun flux n'ayant été observé en périphérie de la colonne, il est probablement dans une phase d'imbibition lente durant la durée de l'essai hydraulique. Le géotextile GB sec, qui lui se mouille très facilement, est certainement saturé très vite comme en atteste l'écoulement périphérique et la majeure partie de l'essai doit correspondre à un drainage du produit. Dans le cas des produits pré-hydratés les géotextiles sont certainement en phase de drainage car ils

sont apparus non-saturés lors des observations au démontage des essais. En considérant le produit GA, on peut supposer que son comportement hydrophobe ainsi que sa faible conductivité hydraulique relative sont des facteurs qui ont joué pour beaucoup dans le faible débit relevé dans le cas où le géotextile est initialement sec. Quand ce géotextile est pré-hydraté, le débit est facilité car, en conditions de drainage, les fibres sont moins hydrophobes et la conductivité hydraulique est plus importante.

Puisque le géotextile GB a une meilleure capacité à s'humidifier, l'écart entre les cas pré-hydratés et secs est réduit et les débits enregistrés moins contrastés. Enfin, les propriétés non-saturées des géotextiles GA et GB ont été déterminées selon un protocole qui ne correspond pas exactement aux conditions de l'essai en colonne métrique. Dans le protocole utilisé pour déterminer les courbes de rétentions (cf. Annexe VII) la succion est imposée sur l'ensemble de la surface du géotextile, alors que dans les colonnes d'échelle métrique la pression d'eau (toujours positive) est appliquée seulement au niveau du défaut dans la géomembrane, sur 4 mm de diamètre. Il est probable que le comportement hydrophobe du géotextile GA soit encore accentué par cette application limitée de la charge hydraulique.

6.4 Synthèse des résultats sur l'impact hydraulique probable de la présence d'un géotextile à l'interface

Des résultats expérimentaux ont été obtenus suivant diverses conditions d'essais, dans des dispositifs de mesure distincts.

Les conclusions tirées des essais en cellule de transmissivité sont les suivantes :

- avec l'état de surface de sol plan, la présence d'un géotextile augmente le débit d'interface à travers le défaut de la géomembrane, les débits obtenus sur les produits aiguilletés épais sont supérieurs à ceux obtenus avec le produit thermolié fin et l'augmentation de la contrainte mécanique réduit les débits en abaissant la porosité des géotextiles qui s'écrasent.
- avec l'état de surface de sol irrégulier artificiel, la présence d'un géotextile réduit le débit d'interface à travers le défaut de la géomembrane, les débits obtenus sur les produits aiguilletés épais sont inférieurs à ceux obtenus avec le produit thermolié fin et l'augmentation de la contrainte mécanique ne provoque pas de baisse des débits.

Ces essais semblent donc indiquer une influence combinée de la topographie du sol et du type de géotextile.

Les conclusions tirées des essais hydrauliques en colonne de dimension métrique, sur état de surface reproduit d'après moulage sur site, sont les suivantes :

- la présence d'un géotextile augmente le débit d'interface à travers le défaut de la géomembrane dans tous les cas, l'épaisseur des produits ne semble pas le seul paramètre qui conditionne le débit, des facteurs hydrauliques intrinsèques interviendraient également. Les débits obtenus sont plus faibles que les prévisions théoriques, la non-saturation des produits induisant une forte baisse de conductivité hydraulique serait en cause.

• même si les débits obtenus à l'échelle métrique sont inférieurs à ce que l'on pouvait attendre des essais normalisés, la synthèse de l'ensemble des résultats indique que la présence

d'un géotextile accroît le débit d'interface à travers un défaut dans la géomembrane. Si l'on raisonne à l'échelle du transfert advectif à travers un défaut unique, comme il est fait dans ce travail de thèse, la pratique de pose d'un géotextile à l'interface a donc un impact négatif sur la performance globale du système d'étanchéité puisque les flux de lixiviats atteignant la barrière minérale sont accrus.

- de plus, nous quantifions ici du transfert d'interface et non du débit de fuite global d'étanchéité composite. De ce fait, la présence d'un géotextile qui a pour conséquence d'augmenter considérablement la taille de la surface d'infiltration va assurément avoir un effet d'augmentation sur le débit de fuite à proprement parler car à partir de cette surface "source" importante le transfert vertical dans la barrière ne peut que s'accroître.

Cependant, ces résultats ne peuvent pas être appliqués à l'échelle du casier d'ISD, car il existe assurément une relation, qui reste à déterminer, entre la pose d'un géotextile et la réduction du nombre de défauts dans la géomembrane. Cette réduction est due, rappelons-le, à une meilleure qualité des soudures lors de l'assemblage des lés et à la protection exercée par le géotextile sous la géomembrane vis-à-vis d'éléments poinçonnant parfois présents à la surface de la barrière minérale.

La question suivante, qui constitue les perspectives de cette étude sur le rôle des géotextiles à l'interface, se pose donc :

Quelle solution technique est la plus performante pour limiter la quantité d'effluents issus de l'enfouissement de déchets ménagers en ISD :

- Est-ce un dispositif d'étanchéité composite sans géotextile à l'interface, avec n défauts/ha et un faible débit à travers chaque défaut de la géomembrane

OU

- Est-ce un dispositif d'étanchéité composite avec géotextile à l'interface, avec une densité réduite n/x de défauts/ha et un débit à travers chaque défaut de la géomembrane plus important ?

Cette question demeure ouverte tant que nous ne disposerons pas de données comparatives sur les densités de défauts dans les géomembranes en présence de géotextile à l'interface. Un effort au niveau de la publication de résultats de campagne de détection de fuite et de retour d'expérience sur les sites doit être fourni pour disposer de ce paramètre qui fait défaut pour clore l'étude.

7. Discussion des débits d'interface obtenus expérimentalement

Nous avons donc réalisé plusieurs essais expérimentaux de transfert d'interface, mettant en jeu un géotextile ou non, et pour des conditions représentant au mieux celles qui sont appliquées aux dispositifs d'étanchéité composite en fond d'ISD. Ces données expérimentales peuvent être comparées avec celles obtenues dans les travaux précédents, en particulier ceux de Touze-Foltz (2001) mais aussi avec les résultats théoriques basés sur la relation $T=f(K)$ présente dans les solutions analytiques citées en second chapitre.

Nous avons représenté les valeurs de débits obtenues sur planches d'essais par Touze-Foltz (2001) (voir paragraphe 6) sur le graphique en Figure IV-35 sur lequel ont également été représentées les valeurs que nous avons obtenues en colonne expérimentale de diamètre 1 m avec ou sans géotextile à l'interface, pour permettre leur comparaison. Sur ce graphique sont représentées 3 courbes, donnant les relations entre débit de fuite et conductivité hydraulique de la barrière argileuse pour de mauvaises, bonnes et très bonnes conditions de contact entre la géomembrane et le sol. Ces courbes ont été tracées à partir de la solution analytique de l'équation (II-36), c'est à dire pour une géométrie axisymétrique et une condition limite de type suintement.

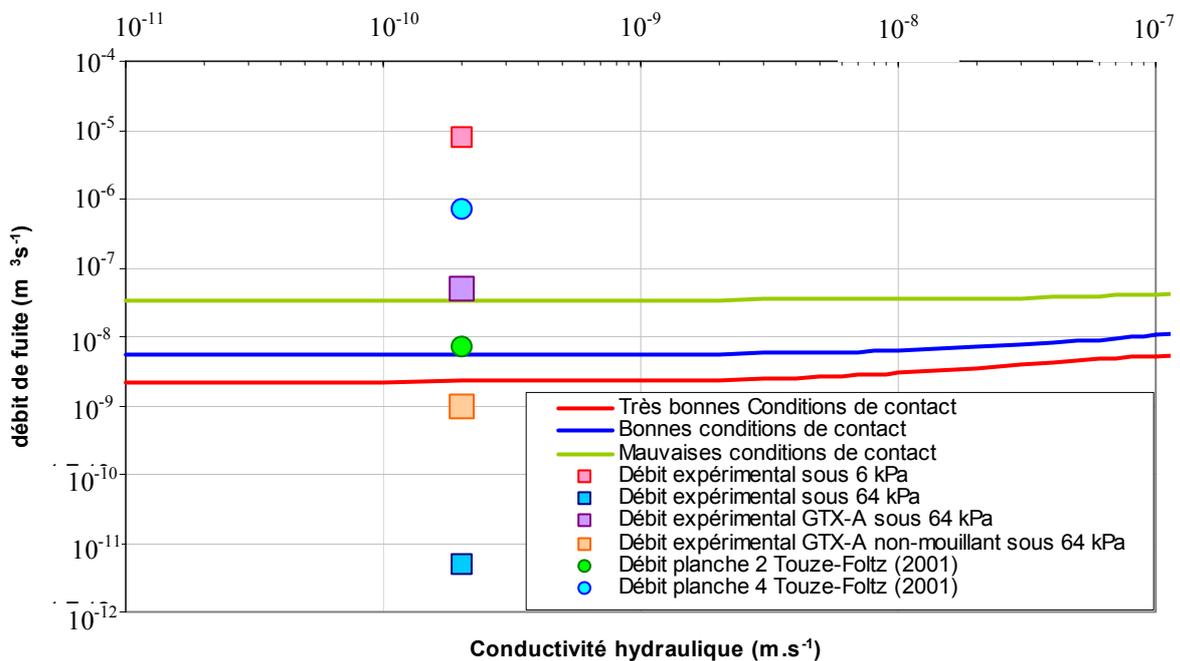


Figure IV-35: Comparaison des résultats expérimentaux avec ceux de Touze-Foltz (2001) et les courbes théoriques de flux en fonction des différentes conditions de contact

Si l'on compare d'une façon générale nos résultats expérimentaux obtenus en colonne d'essai (cf. Figure IV-3) aux courbes théoriques, on constate que les débits d'interface que nous avons mesurés sont situés de part et d'autre du faisceau de courbes. Plus en détail, pour les essais sur interface sans géotextile, le débit sous faible contrainte (6 kPa) est situé bien au-dessus des mauvaises conditions de contact et le débit sous forte contrainte est situé largement en-dessous des très bonnes conditions de contact.

Concernant les résultats obtenus avec le géotextile GA occupant l'interface (nous avons choisi celui-ci car il est le plus fréquemment utilisé sur site et donc le plus représentatif), les essais ont été réalisés sous 64 kPa et la présence du géotextile provoque une augmentation importante des flux d'interface comparé au cas sans géotextile. Les valeurs de débit rejoignent la gamme décrite par les différentes conditions de contact. On remarque aussi que, suivant que le géotextile GA utilisé est mouillant ou non-mouillant, le débit enregistré

passer de l'équivalent d'une mauvaise condition de contact à l'équivalent d'une très bonne condition de contact.

La comparaison entre débits expérimentaux obtenus et ceux observés sur planches d'essais, pour le cas d'une interface sans géotextile montre une assez bonne concordance des résultats: le débit de la planche n°4 sous 8 kPa et celui sous 6 kPa en colonne sont tous deux au-delà des mauvaises conditions de contact et proches l'un de l'autre. Ce positionnement des débits d'interface est probablement dû à la forte variabilité spatiale de l'épaisseur de l'interface sous faible contrainte, surtout pour notre cas en colonne où l'état de surface reproduit s'écarte particulièrement d'un état de sol plan.

Pour le cas où un géotextile est présent à l'interface, le débit enregistré par Touze-Foltz (2001) sur le terrain sur la planche n°2 est encadré par les valeurs que nous avons mesuré avec le géotextile GA mouillant et non-mouillant.

La comparaison des résultats en colonne d'essai au laboratoire et en planches d'essais sur le terrain indique qu'ils sont cohérents et assez proches, on pouvait s'attendre à plus d'écart en raison des conditions très différentes et de la dimension des essais réalisés.

Pour conclure, l'analyse de la Figure IV-35 montre que:

(1) sous faible contrainte (6 kPa), l'état de surface du sol et la non-uniformité de l'interface engendrée provoquent un contact entre le sol et la géomembrane qui se révèle pire que ce que prévoient les mauvaises conditions de contact des outils analytiques.

(2) une forte contrainte ferme l'interface et malgré la non-uniformité, l'interface se retrouve dans des conditions qui sont meilleures que celles habituellement considérées dans la bibliographie.

(3) la présence d'un géotextile épais à l'interface revient à modifier la condition de contact car le produit, même écrasé, annihile les zones de contact entre la géomembrane et le sol.

(4) les propriétés hydrauliques du géotextile sont de grande influence sur le débit d'interface, elles pourraient jouer un rôle aussi important que l'état de surface lui-même. La réduction de la conductivité hydraulique causée par un état non-saturé affecte grandement le flux interfacique.

On remarque aussi que l'emploi de la solution analytique de l'équation (II-36) prédit une gamme de débits de fuite, quelle que soit la condition de contact présumée, qui ne comprend ni le débit expérimental obtenu en l'absence de contrainte autre que celle exercée par la couche drainante, ni le débit obtenu dans des conditions simulant la présence de 14 m de déchet au-dessus du dispositif d'étanchéité.

Cependant, nous devons rappeler que ces résultats n'ont été obtenus que sur un faible nombre d'essais, en particulier en ce qui concerne le point (2) et qu'ils ne doivent pas être généralisés. Des séries de tests sur état de sol réels et sous de nombreuses charges mécaniques différentes permettraient de mieux appréhender le phénomène et il est très probable que la position du défaut par rapport aux non-uniformités de l'interface soit d'une importance capitale pour le flux dans le dispositif d'étanchéité composite.

8. Conclusion des essais expérimentaux

Les expérimentations hydrauliques d'écoulement dans des dispositifs d'étanchéité composite ont donc été réalisées pour répondre aux deux objectifs fixés, qui étaient d'obtenir la géométrie détaillée de l'interface d'une part et d'étudier le rôle joué par un géotextile placé à l'interface d'autre part. Des protocoles totalement nouveaux ont dû être développés pour parvenir aux résultats présentés car nous avons souhaité mener ces essais dans des conditions qui se rapprochaient de la réalité des sites par rapport aux travaux antérieurs effectués par d'autres auteurs.

Concernant la détermination de la géométrie de l'interface, la méthodologie est assez complexe car elle fait appel à une série de reproductions des surfaces qui encadrent l'interface. Cependant, le protocole s'est révélé apte à fournir la variation spatiale de l'épaisseur de l'interface, qui était la donnée manquante pour développer de nouveaux outils de quantification des débits de fuite. Il n'est malheureusement pas possible d'estimer l'erreur introduite sur la valeur locale de l'ouverture suite à l'application de la méthodologie d'acquisition, nous reviendrons sur cette question dans le chapitre V.

L'acquisition expérimentale de la géométrie de l'interface va être utilisée dans le dernier chapitre pour réaliser les simulations numériques de flux dans l'étanchéité composite.

A propos de l'étude de la présence d'un géotextile à l'interface, le fait d'avoir choisi de travailler à deux échelles distinctes a été particulièrement intéressant car les enseignements apportés ne sont pas les mêmes. En particulier, si on se base uniquement sur les essais en cellule de transmissivité sur état de sol irrégulier, nous avons vu que la pose d'un géotextile paraissait préférable pour réduire les flux. Cependant, en travaillant à l'échelle 1 m et en présence d'un état de sol réel, pourtant irrégulier lui-aussi, nous avons vu que les conclusions tirées sont opposées. Ce point souligne donc l'importance de réaliser des essais dans des conditions expérimentales aussi proches que possible de celles qui constituent l'environnement direct du géotextile au sein de l'ouvrage, sous les sollicitations de service.

Les paramètres hydrauliques non-saturés des géotextiles ayant été également déterminées dans ce chapitre, il est possible de réaliser des simulations numériques complémentaires dans le cas où un géotextile comble l'interface.

Chapitre V : Simulations numériques des écoulements dans un dispositif d'étanchéité composite prenant en compte la géométrie de son interface

1. Introduction

Les méthodologies développées dans la partie expérimentale du travail de thèse ont permis d'accéder à la géométrie réelle des interfaces de dispositifs d'étanchéité composite reconstitués au laboratoire. Le paramètre fondamental pour l'écoulement, qui est la connaissance précise de l'ouverture de l'interface est disponible grâce aux protocoles qui ont été décrits dans le quatrième chapitre.

Nous présenterons le code de calcul utilisé dans la partie 2 du chapitre V, puis dans la partie 3 nous discuterons de la prise en compte de la non-saturation de la barrière minérale. Toujours en partie 3, pour différents cas traitant d'interfaces uniformes, l'équation de Richards est résolue numériquement.

Nous utiliserons la géométrie de l'interface mesurée pour réaliser des simulations d'écoulements dans la quatrième partie. L'objectif est avant tout de vérifier que le modèle utilisé permet de simuler correctement les écoulements dans une interface d'étanchéité composite comportant un défaut. Puisque les efforts portent exclusivement sur l'interface, que l'on simule des phénomènes d'écoulement de faible durée et que les phénomènes hydrodynamiques doivent être étudiés avec le plus de précision possible, nous avons négligé le transfert vers la barrière minérale. Cela permet aussi d'attribuer un maillage de plus grande précision à l'interface. Nous tiendrons compte de l'absence de barrière argileuse dans les simulations lors de la comparaison avec les résultats expérimentaux. Enfin, même si cela n'a pas été véritablement utilisé, le couplage entre l'interface et l'argile compactée, tel qu'il a été fait dans la troisième partie, est tout à fait possible avec le modèle que nous avons retenu et constitue une des perspectives de ce travail.

Ensuite, une fois le modèle validé, nous pouvons présenter dans la cinquième partie des résultats de simulations visant à étudier numériquement l'effet de la présence d'un géotextile à l'interface et l'influence de la position du défaut par rapport à la géométrie de l'interface sur les débits de fuite engendrés.

L'analyse de la validité du modèle, basée sur la comparaison entre les phénomènes hydrodynamiques simulés et ceux observés lors des essais, puis ses limites, sont discutés dans la dernière partie du chapitre.

2. Présentation du code de calcul Metis

2.1 Équations résolues

Le code de calcul Metis, développé au Centre d'Informatique Géologique de l'École des Mines de Paris, permet la simulation d'écoulement et de transport miscible en milieu poreux et fracturé. Les calculs de transport de chaleur et de masse, qui peuvent d'ailleurs être couplés, sont calculés soit en régime permanent, soit en régime transitoire.

Dans le cas de notre application, nous n'utilisons que le transport de masse et nous intéressons principalement au régime transitoire, qui devrait permettre d'illustrer le phénomène d'écoulement dans l'interface. L'équation résolue est l'équation de Richards dans la forme de l'équation (III-16) car le calcul est effectué sur la grandeur pression et non sur la teneur en eau.

2.2 Principe de résolution

La résolution de l'équation de Richards, en conditions non-saturées est un processus itératif dont la recherche d'une solution est accélérée dans Metis par une initialisation adéquate des variables charge hydraulique, succion et teneur en eau.

La technique de résolution est classique, elle fait appel à la méthode des éléments finis. La discrétisation spatiale suit une approche de Galerkin standard et la discrétisation temporelle utilise une formulation de Crank-Nicholson avec une sélection automatique du pas de temps.

Le mode de traitement des non-linéarités par défaut est de type P-(NR) : la première itération d'un pas de temps est de type Picard, puis Newton-Raphson.

Le nombre maximum d'itérations, des critères de convergence sur les potentiels ou sur les résidus peuvent être modifiés afin d'accélérer la convergence des calculs en conditions non-saturées.

Enfin, le code Metis permet la résolution de problèmes en 2 et 3 dimensions et intègre la possibilité de travailler en géométrie axisymétrique.

2.3 Spécificités du code

Les codes de calculs permettant de calculer des flux sont nombreux mais le cas du transport dans une interface possède une caractéristique particulière que peu d'outils sont capables de traiter : le très fort contraste au niveau du maillage entre le sol d'argile compacté et l'interface. En effet, le sol peut être maillé de façon « traditionnelle » par des éléments classiques, mais l'interface est de très faible épaisseur comparée à la barrière minérale et le raccordement et le contraste de ces deux maillages est difficile à gérer numériquement. Des codes tels que SEEP/W ou HYDRUS par exemple ne permettent pas de contrastes importants entre éléments jointifs et surtout n'autorisent pas de fixer une épaisseur quelconque aux éléments utilisés pour mailler l'interface.

Le critère qui a conduit à utiliser Metis plutôt qu'un autre code est sa capacité à intégrer à son maillage des éléments monodimensionnels (aussi dénommés éléments segmentaires) qui permettent de caractériser l'interface par une transmissivité et un coefficient d'emmagasinement sans que l'épaisseur intervienne spécifiquement. L'épaisseur de ces éléments peut néanmoins être fournie explicitement et est utilisée pour le calcul des flux, mais elle est « fictive ». Ces éléments n'introduisent pas de nœuds supplémentaires et n'impliquent donc aucune augmentation de la charge du calcul de résolution des systèmes linéaires d'équation.

Metis possède aussi une fonction qui permet de suivre en régime transitoire la dispersion d'un traceur à partir de n'importe quel élément du maillage. Nous verrons à la fin de ce chapitre que ce module est particulièrement intéressant pour visualiser la propagation du fluide dans l'interface au cours du temps.

2.4 Gestion des conditions aux limites

Les conditions aux limites dans Metis peuvent être de type valeur initiale d'une variable, valeur imposée d'une variable, débit imposé en volume ou en masse. Les conditions limites en conditions non-saturées sont de deux types :

- teneur en eau imposée;
- surface de suintement;

La teneur en eau n'est pas une variable primaire du problème, elle est calculée à l'intérieur des éléments. On ne peut donc pas l'imposer directement. Pour imposer une teneur en eau, on imposera un potentiel tel que la succion (potentiel-cote) fournisse la teneur en eau souhaitée. Dans le cas d'une condition potentiel=cote, on obtient une saturation unitaire.

Les surfaces de suintement sont des portions de contour du domaine qui appartiennent à l'une des trois catégories suivante (1) surface d'infiltration (2) surface d'évaporation et (3) surface de suintement sensu stricto, caractérisée par un flux sortant ou nul et un potentiel inférieur ou égal à la cote. On peut avoir un flux sortant nul si le milieu est non-saturé ou un flux sortant positif si le potentiel est égal à la cote.

Dans le cas de la simulation des écoulements dans un dispositif d'étanchéité composite, nous avons utilisé trois types de conditions limites :

- au niveau du défaut dans la géomembrane, la charge hydraulique est appliquée de façon constante. Nous avons donc fixé sur le nœud correspondant dans le maillage un potentiel constant représentant la charge hydraulique appliquée par les lixiviats en fond de casier d'ISD;
- une condition de type flux nul pour représenter la géomembrane imperméable (le fluide qui a envahi l'interface ne peut pas traverser la géomembrane et sortir du système par la limite supérieure du système modélisé);
- une condition de suintement en périphérie de l'interface : si une pression positive ou nulle atteint les éléments représentant les limites géométriques de l'interface (bordure périphérique), le fluide s'écoule librement du système. Si la pression dans ces mêmes éléments est négative, aucun écoulement n'a lieu;
- à la base du système, une condition de pression nulle est appliquée sur tous les nœuds et seuls les flux sortants sont admis, simulant ainsi la présence du toit d'une nappe aquifère sous la barrière d'étanchéité;
- enfin, des conditions limites imperméables ont été imposés sur l'axe d'axisymétrie du système.

Par convention, les flux entrant dans le système (au niveau du défaut) sont notés négativement et les flux sortants sont positifs.

3. Étude de l'influence de la non-saturation de la barrière minérale

Nous avons vu dans le chapitre II que le fluide qui s'écoule à travers le défaut envahit l'interface puis s'infiltré verticalement dans la barrière minérale sous-jacente. Les barrières d'argile compactées se trouvent généralement dans un état proche de la saturation mais non totalement saturé, la question est de savoir si cette non-saturation peut influencer ou non de façon importante sur le débit de fuite total. Même si les données bibliographiques sur la question du degré de saturation de la barrière minérale indiquent que le sol se trouve dans un état proche de la saturation (entre 80 et 95%, voir chapitre I-3.3.2.4), cette situation peut être évolutive dans le temps en raison de processus de dessiccation sous la géomembrane avant et après la mise en place des déchets. La barrière pourrait donc ne pas être saturée au moment où les flux à travers les défauts de la géomembrane interviennent.

En d'autres termes, est-il nécessaire de réaliser des calculs complexes basés sur l'équation de Richards pour la partie des écoulements internes à la barrière minérale ou pouvons-nous nous contenter de considérer la barrière comme saturée et ne prendre en compte l'infiltration que sous forme d'un terme puits, basé sur un écoulement vertical obéissant à la loi de Darcy ?

Cette question n'a jamais été étudiée et les études numériques réalisées sur les fuites des dispositifs d'étanchéité composite considèrent la barrière minérale comme saturée sans que l'influence d'une non-saturation n'ait été vérifiée.

Le but de cette étude est donc d'analyser l'importance de la non-saturation sur les transferts advectifs dans l'étanchéité composite et de vérifier la validité des outils qui assument implicitement une saturation totale.

3.1 Caractéristiques de l'étanchéité composite étudiée

Le dispositif d'étanchéité composite qui a été analysé est conforme à celui présenté pour les déchets ménagers sur la figure I-1, mais seule la couche d'épaisseur 1 m et de conductivité hydraulique inférieure ou égale à 10^{-9} m.s⁻¹ a été représentée pour limiter le domaine à mailler. D'autre part, nous nous sommes basés sur les résultats des travaux de quantification et de description des défauts dans les géomembranes présentés à la fin du premier chapitre. Trois types de défauts ont été analysés dans l'étude :

- des trous circulaires de rayon de 1 mm ou 2 cm ;
- des défauts longitudinaux (déchirures ou coupures de la géomembrane) de 2 mm ou 4 cm de largeur ;
- des plis endommagés de largeur 30 cm.

La charge hydraulique appliquée sur le système d'étanchéité ne doit pas excéder 0,3 m selon la réglementation française mais il arrive que les systèmes de drainage se colmatent et dans ce cas la charge hydraulique dépasse largement cette valeur. Etant donné que les équations empiriques sont valides pour des charges hydrauliques inférieures à 3 m des valeurs de charge appliquées de 0,3 m, 1 m et 2 m ont été étudiées afin de permettre la comparaison. Cette gamme est de plus en bon accord avec les niveaux de lixiviat dans les casiers que l'on peut rencontrer sur les ISD (Rowe, 1998).

L'épaisseur de la barrière minérale compactée étudiée est de 1 m et sa conductivité hydraulique a été fixée à 10^{-9} m.s^{-1} , ce qui est en accord avec la réglementation détaillée au début du premier chapitre.

La conductivité et l'épaisseur de l'interface sont basées sur les conditions de contact définies par Giroud et Bonaparte (1989). Les travaux de Brown et al. (1987) et de Silliman (1987) ont permis d'établir une relation entre la transmissivité (définie par l'équation II-9) et l'épaisseur de l'interface, en se basant sur la loi cubique :

$$T = \frac{g \times s^3}{12\nu} \quad (\text{V-1})$$

Les trois conditions de contact, mauvaises, bonnes et très bonnes ont été testées et les valeurs de transmissivité et d'épaisseur adoptées sont présentées dans le tableau V-1.

Condition de contact	Transmissivité d'interface ($\text{m}^2.\text{s}^{-1}$)	Épaisseur de l'interface (m)	Conductivité hydraulique de l'interface (m.s^{-1})
Mauvaise	10^{-7}	50×10^{-6}	$2,00 \times 10^{-3}$
Bonne	$1,6 \times 10^{-8}$	27×10^{-6}	$6,00 \times 10^{-4}$
Très bonne	$6,5 \times 10^{-9}$	20×10^{-6}	$3,26 \times 10^{-4}$

Tableau V-1 : valeurs de transmissivité, d'épaisseur et de conductivité hydraulique de l'interface adoptée dans l'étude

3.2 Modèle de transfert et méthode de résolution

Le dispositif d'étanchéité composite a été modélisé comme l'association de deux milieux poreux, la barrière minérale et l'interface. Dans les cas étudiés comportant un défaut circulaire dans la géomembrane, une géométrie axi-symétrique a été adoptée, similaire au cas présenté sur la figure II-1 et dans les cas comprenant les défauts longitudinaux, la géométrie bidimensionnelle identique à celle de la figure II-2 a été adoptée afin de limiter la taille du domaine à étudier.

La couche d'argile compactée est épaisse d'un mètre et s'étend sur 2 m de longueur dans les deux cas. Cette longueur a permis d'analyser différents cas où la surface d'infiltration est soit supérieure soit inférieure à l'extension latérale du système.

Deux maillages différents ont été utilisés pour discrétiser le domaine étudié. Le premier, utilisé pour le cas des simulations de défaut circulaire de 2 cm de rayon, est composé d'éléments réguliers de $2 \text{ cm} \times 2 \text{ cm}$ (cf. Figure V-1). Le second maillage adopté dans tous les autres cas est irrégulier car les éléments carrés sont de taille variable, raffinés au niveau du défaut avec des éléments dont la dimension augmente régulièrement de 1 mm à 2 cm suivant les directions x et y, au fur et à mesure que l'on s'éloigne du défaut.

L'interface a été représentée par des éléments monodimensionnels (cf. partie 2.4) qui partagent les nœuds du maillage avec ceux de la limite supérieure du domaine « barrière

minérale ». Le défaut circulaire dans la géomembrane de rayon 2 cm est représenté par un unique élément segmentaire lorsque les simulations sont réalisées avec le maillage régulier, et les autres discontinuités sont représentées au moyen de plusieurs éléments joints quand le maillage raffiné et irrégulier est utilisé.

Les conditions limites appliquées au système sont celles développées dans le paragraphe 2.4. Sur la frontière droite du système, à l'opposé du défaut, une condition limite de type suintement est appliquée à tous les nœuds de la frontière droite du domaine « barrière minérale » ainsi qu'au dernier nœud de l'interface, celui qui est situé à l'opposé du défaut comme on le voit sur la figure V-1.

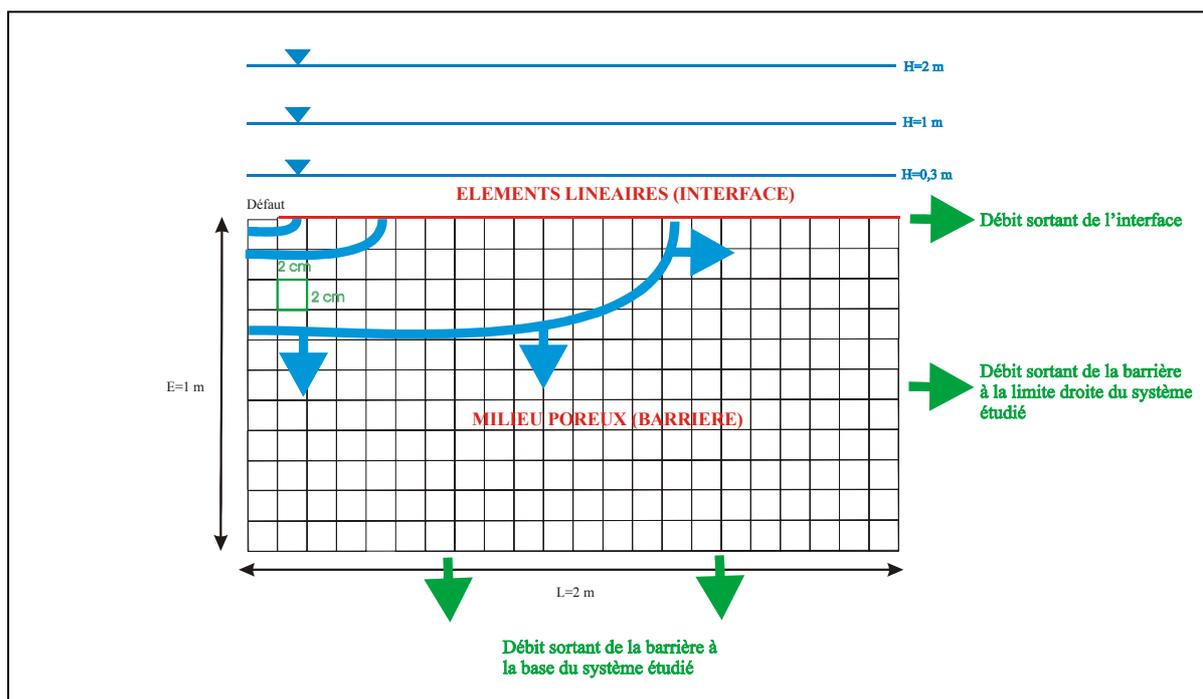


Figure V-1 : Schéma du système d'étanchéité composite tel que représenté dans le modèle

3.3 Paramètres hydrodynamiques de la barrière minérale

Deux types de données bibliographiques ont été utilisés dans ce travail, correspondant (1) aux paramètres non-saturés mesurés sur 300 sols agronomiques argileux, à partir des bases de données de Haverkamp et al. (1997), de Mualem (1976a) et de Döll (1996) (2) aux paramètres obtenus plus spécifiquement par Tinjum et al. (1997) sur des sols argileux compactés utilisés en barrières minérales.

Les paramètres de Van Genuchten α et n pour les 300 sols ont été reportés sur le graphique présenté en Figure V-2 et montrent une répartition assez étalée.

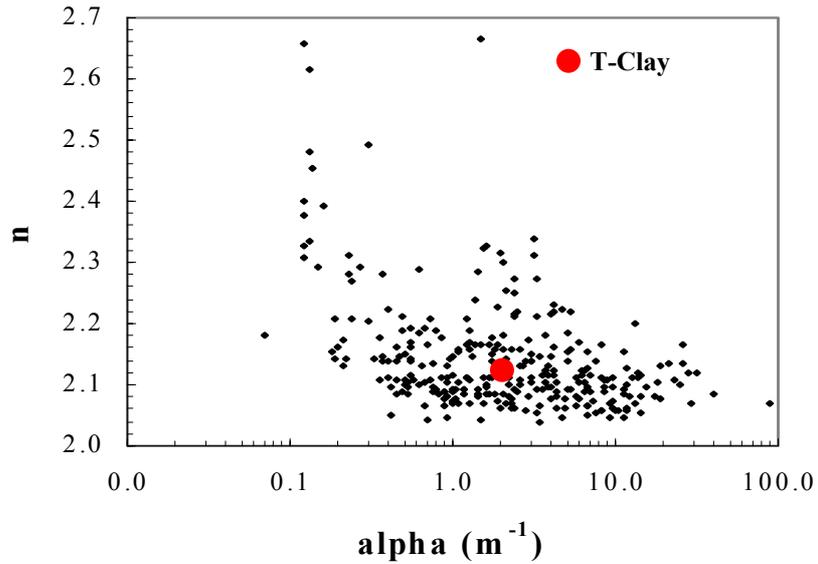


Figure V-2 : Répartition des paramètres hydrauliques non-saturés du modèle de van Genuchten pour 300 sols argileux relevés dans Haverkamp et al. (1997), Mualem (1976) et Döll (1996)

Parmi ces sols, une argile type appartenant au centre du nuage de points a été sélectionnée et dénommée T-Clay. Le paramètre α est de $2,13 \text{ m}^{-1}$ et le paramètre n de 2,14. Ces valeurs sont assez différentes de celles déduites des études de Tinjum et al. (1997) et de Vanapalli et al. (1999), la première citant pour une argile compactée du côté humide de l'optimum Proctor (dénommée M-Clay par la suite) un paramètre $\alpha = 0,196 \text{ m}^{-1}$ et $n = 1,26$. L'écart entre les argiles T-Clay et M-Clay est important et provoque des courbes de rétention très différentes, comme le montre la figure V-3.

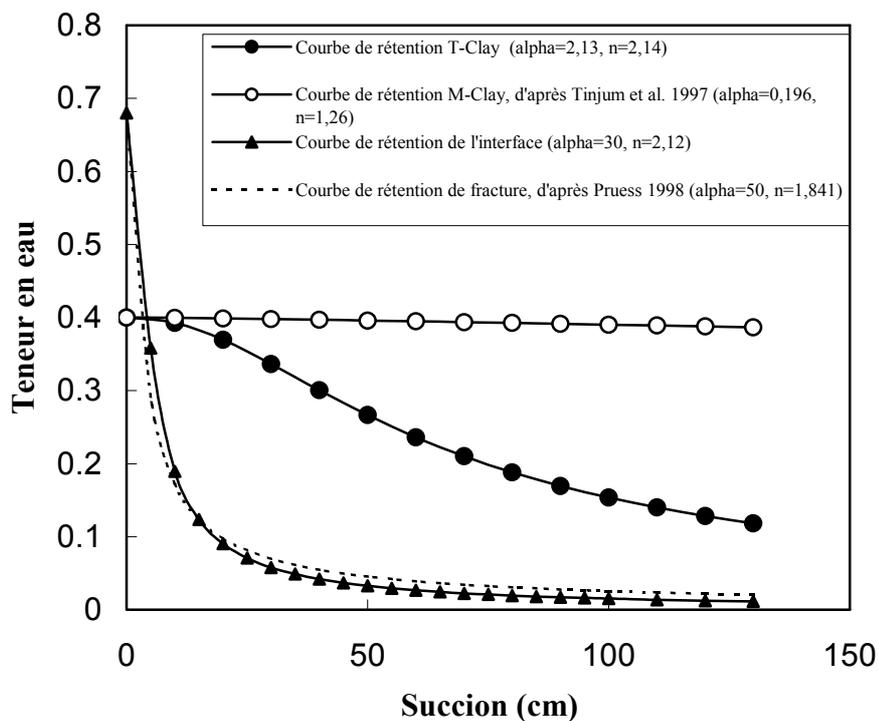


Figure V-3 : Courbes de rétention de l'interface et des deux argiles compactées

On remarque sur cette figure que pour la gamme de succions imposées qui provoquent l'imbibition ou au contraire le drainage brusque de l'interface, la teneur en eau et donc la conductivité hydraulique de l'argile T-Clay décroît de façon significative alors que les propriétés de l'argile M-Clay demeurent pratiquement identiques. Par conséquent, l'influence des propriétés hydrauliques non-saturées de l'argile constituent un point supplémentaire à analyser numériquement.

La porosité d'une argile compactée dépend de nombreux paramètres tels que le type de minéraux argileux, l'architecture du sol, la technique de compactage etc.. Une porosité de 0,4 a été adoptée, ce qui est en accord avec les mesures expérimentales de Kim et al. (1997) qui ont obtenu pour des barrière d'ISD des valeurs comprises entre 0,30 et 0,37 et avec celles de Bhasin et Lovell (1981) comprises dans une gamme de 0,34 à 0,36 pour une argile compactée à base de kaolinite.

Pour terminer la description des propriétés hydrauliques non-saturées d'un sol, il faut encore fournir la teneur en eau résiduelle et à saturation. La teneur en eau résiduelle a été fixée à 0 bien qu'il soit reconnu qu'un sol ne peut jamais être totalement drainé et la teneur en eau à saturation a été fixée égale à la porosité même si une fraction de phase gazeuse demeure inévitablement piégée dans la structure complexe du sol.

Le degré de saturation initial de la barrière d'étanchéité minérale est compris dans une gamme s'étendant de 0,8 à 1, ce qui est en accord avec les données présentées au chapitre I ainsi qu'avec celles de Benson et al. (1999).

3.4 Paramètres hydrodynamiques de l'interface

La porosité n'a pas été considérée comme un espace vide continu, qui est la façon dont Martinez (1988) a traité la fracture rocheuse dans son étude mais a été considérée comme un milieu poreux bidimensionnel, suivant la conceptualisation de Pruess (1998) présentée dans le chapitre III au paragraphe 8.1.2. La courbe de rétention adoptée pour l'interface est proche de celle d'un sable grossier possédant une forte porosité, on remarque d'ailleurs que les paramètres de van Genuchten de l'interface étant très semblables à ceux de la fracture de Pruess (1998), les courbes sont de même forme sur la figure III-11.

De même que pour l'argile compactée, la teneur en eau résiduelle et à saturation sont respectivement égales à zéro et à la porosité. Par ailleurs, la porosité attribuée à l'interface est basée sur des mesures de rapport zones ouvertes / zones de contact puisque l'interface est conceptualisée comme un milieu poreux bidimensionnel. Ces mesures ont été effectuées sur des moulages de résine qui ont donné une porosité de 0,64 et à partir des clichés de marquage de la zone d'écoulement au bleu de Coomassie de Touze-Foltz (2001), indiquant une porosité de 0,68. La valeur supérieure de 0,68 a été conservée pour les simulations.

La saturation de l'interface a été calculée, via les courbes capillaires, pour chaque degré de saturation initial de la barrière minérale afin d'obtenir un équilibre des succions entre les deux milieux en début de simulation.

Les paramètres adoptés pour les deux milieux, interface et barrière minérale, sont résumés dans le tableau V-2.

Charge hydraulique (m)		0.3 - 1 - 2		
Milieu	T-Clay	M-Clay	Interface	
Condition de contact			Très bonne	Bonne - Mauvaise
Epaisseur (m)	1		20×10^{-6}	27×10^{-6} - 50×10^{-6}
Conductivité à saturation ($m.s^{-1}$)	10^{-9}		$3,26 \times 10^{-4}$	6×10^{-4} - 2×10^{-3}
Porosité	0,4		0,68	
Saturation initiale	0,8 à 1		0,0725 - 1 ou 0,0019 - 1*	
Teneur en eau résiduelle	0		0	
Teneur en eau à saturation	0,4		0,68	
Paramètre α (m^{-1})	2,13	0,196	30	
Paramètre n	2,142	1,26	2,12	

*calculé de façon à obtenir un équilibre des succions entre l'interface et la barrière, en fonction des paramètres hydrodynamiques du sol argileux.

Tableau V-2: Paramètres adoptés dans les simulations numériques d'écoulement

3.5 Effets de la saturation initiale de la barrière minérale

Les résultats de l'étude de l'influence de la barrière minérale sont présentés dans le cas du défaut circulaire de rayon 2 cm, mais sont valables pour les autres configurations de défaut. Pour une charge hydraulique appliquée sur l'étanchéité composite, différentes valeurs de degré de saturation initiale de la barrière argileuse ont été testées, comprises entre 0,8 et 1. Les trois conditions de contact ont été simulées et les paramètres de l'argile T-Clay ont été attribués à la couche d'argile compactée.

Les données recueillies des simulations sont :

- le rayon de la surface d'infiltration R;
- l'atteinte du régime permanent ou non (vérification de l'évolution de la saturation de l'interface et de la barrière dans le temps, vérification de la conservation de la masse);
- le volume de liquide qui a traversé le défaut et s'est donc infiltré sur une période de 30 ans.

L'évolution du débit de fuite au défaut pour de mauvaises conditions de contact est présentée sur la figure V-4, pour les deux premières années de simulation seulement car il n'évolue plus ensuite. L'évolution des débits pour de bonnes et de très bonnes conditions de contact sont analogues et ne diffèrent que par la valeur du débit. Les résultats indiquent que les transferts advectifs simulés tendent vers un régime permanent, atteint approximativement après 300 jours. Les débits sont légèrement variables sur une courte période, qui semble dépendre du degré de saturation initial du sol, puis convergent finalement vers un débit permanent identique. Le temps nécessaire pour atteindre le régime permanent semble d'autant plus long que le degré de saturation initial de la barrière minérale est bas, mais dans ce cas les débits initiaux à travers le défaut sont aussi plus importants, comme le montre la figure V-4.

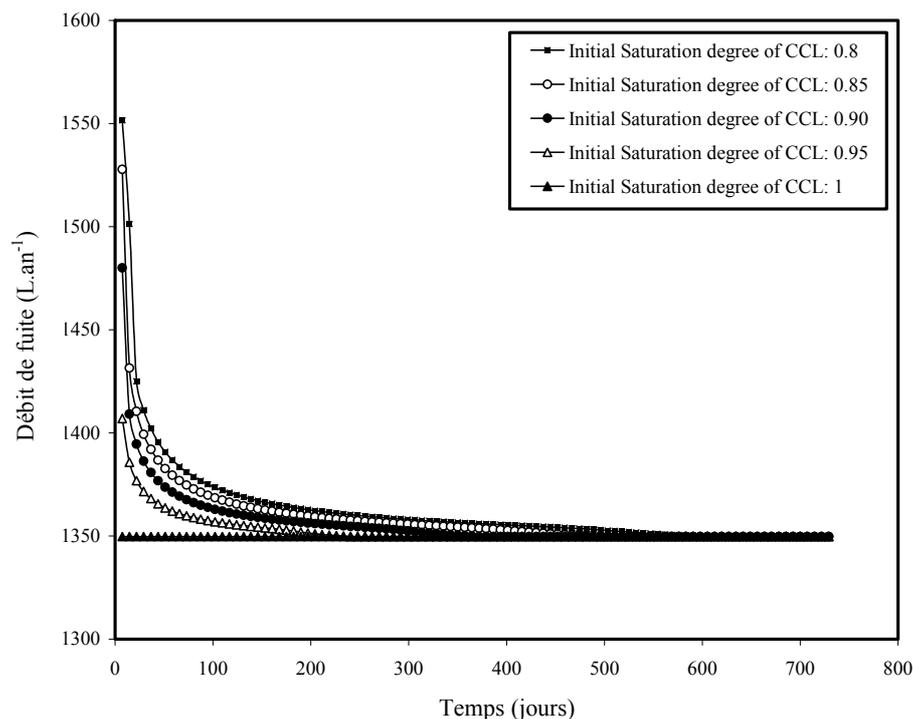


Figure V-4 : Débit de fuite au défaut sur deux ans de simulation, dans le cas de mauvaises conditions de contact et sous une charge hydraulique de 0,3 m.

Pour la gamme de saturation initiales testées et représentatives des mesures sur barrières d'ISD, les débits de fuite et donc les volumes d'effluents à travers l'étanchéité composite ne diffèrent du cas saturé que de quelques pourcents. Les valeurs pour un degré de saturation initial de 0,9 sont données dans les tableaux V-3 et V-4. Ce résultat est important car il valide l'hypothèse d'une barrière saturée considérée dans les études antérieures. La non-saturation n'a qu'un effet à court terme sur le temps nécessaire pour atteindre le régime permanent et qu'une influence limitée sur le débit de fuite.

Condition de contact	Saturation initiale de la barrière	H_w (m)	Débit obtenu par simulation	Débit obtenu par solution analytique de Touze-Foltz et al. (1999)	$(Q_1 - Q_2)/Q_2$ (%)
			(Q_1) (L.an ⁻¹)	(Q_2) (L.an ⁻¹)	
Mauvaise	0,9	0,3	1349,6	1336,4	0,98
Mauvaise	0,9	1	4398,4	4354,8	1,00
Mauvaise	0,9	2	8753,7	8666,8	1,00
Bonne	0,9	1	760,5	739,2	2,88
Bonne	0,9	2	1479,4	1436,7	2,97
Très bonne	0,9	2	635,9	616,7	3,08

Tableau V-3: débits de fuite obtenus par simulation numérique en régime transitoire, pour une barrière minérale non-saturée, et par solutions analytiques en conditions permanentes et saturées

Condition de contact	Saturation initiale de la barrière	H _w (m)	Volume obtenu par simulation V ₁ (L)	Volume obtenu par solution analytique de Touze-Foltz et al. (1999) V ₂ (L)	Volume obtenu par équations empiriques V ₃ (L)	(V ₁ -V ₂)/V ₂ (%)	(V ₁ -V ₃)/V ₃ (%)
Mauvaise	0,9	0,3	40437	40092	41310	0,86	-2,11
Mauvaise	0,9	1	131991	130644	122100	1,03	8,10
Mauvaise	0,9	2	262615	260003	271860	1,00	3,40
Bonne	0,9	1	22835	22175	22290	2,97	2,44
Bonne	0,9	2	44404	43101	49650	3,02	10,56
Très bonne	0,9	2	19100	18501	22937	3,24	-16,73

Tableau V-4: Volumes d'effluents infiltrés sur une période de 30 ans, à partir des résultats numériques, analytiques ou empiriques

3.6 Influence du type de défaut dans la géomembrane

Les flux ont également été simulés pour les autres configurations de défaut dans la géomembrane, c'est à dire les défauts circulaires d'autres dimensions, les défauts longitudinaux et les plis endommagés. Les résultats numériques obtenus sont présentés dans le tableau V-5. les résultats d'écoulements simulés ont été comparés au flux analytique obtenus en utilisant les solutions présentées au chapitre II (éq. II-38-44) assumant une barrière saturée.

Type de défaut	Dimension	Charge hydraulique (m)	Condition de contact	Débit simulé (L.an ⁻¹)	Débit analytique (L.an ⁻¹)	Différence (%)
Trou circulaire	Rayon 1 mm	0,3	Très bonne	66,9	75,6	-11,51
Trou circulaire	Rayon 1 mm	1	Mauvaise	2654,6	2637,4	0,65
Trou circulaire	Rayon 2 cm	0,3	Très bonne	122,5	126,3	-3,01
Trou circulaire	Rayon 2 cm	0,3	Mauvaise	1368,0	1336,4	2,36
Trou circulaire	Rayon 2 cm	2	Très bonne	644,2	616,7	4,46
Fente	Largeur 2 mm	0,3	Très bonne	137,6	133,8	2,84
Fente	Largeur 2 mm	1	Mauvaise	3269,4	3261,5	0,24
Fente	Largeur 4 cm	0,3	Très bonne	136,4	135,3	0,81
Fente	Largeur 4 cm	1	Mauvaise	3306,4	3293,2	0,40
Pli endommagé	Largeur 30 cm	0,3	Très bonne	135,7	146	-7,05
Pli endommagé	Largeur 30 cm	0,3	Mauvaise	1091,7	1105,4	-1,24
Pli endommagé	Largeur 30 cm	1	Mauvaise	3502,0	3526,8	-0,70
Pli endommagé	Largeur 30 cm	2	Très bonne	588,1	602,9	-2,45

Tableau V-5 : Comparaison des débits numériques et analytiques pour différents types de défaut dans la géomembrane

L'analyse du tableau V-5 révèle que le débit de fuite à travers un défaut est très variable, de 70 à 3500 L.an⁻¹, en fonction du type de défaut et de la charge hydraulique appliquée sur l'étanchéité composite. Le débit de fuite est visiblement piloté en premier lieu par la condition de contact entre la géomembrane et la barrière d'argile compactée et, à un degré moindre, par la charge hydraulique appliquée sur le dispositif d'étanchéité composite. Par exemple, un défaut circulaire de 2 cm de rayon sous 2 m de charge hydraulique pour une très bonne condition de contact donne un débit de fuite 4 fois inférieur à celui produit par un défaut circulaire de 1 mm de rayon, sous 1 m de charge hydraulique mais en présence de mauvaises conditions de contact. Le rayon du trou circulaire ou la largeur de la déchirure dans la géomembrane n'est pas le facteur prédominant, ce qui rejoint les conclusions de Touze-Foltz (2001).

Les écoulements simulés ont été comparés aux flux analytiques obtenus à partir des solutions axisymétriques et bidimensionnelles de Touze-Foltz et al. (1999) considérant une barrière saturée. Les résultats sont concordants, étant donné que l'écart est faible (voir tableau V-5) à l'exception du cas du défaut circulaire de 1 mm de rayon (11,5%). On peut attribuer cette différence au fait que l'écoulement simulé n'a pas atteint la limite droite de l'interface, alors que la solution analytique considère une saturation totale de l'interface.

3.7 Influence des paramètres hydrodynamiques de l'interface

Il est intéressant d'étudier aussi l'influence des paramètres hydrauliques non-saturés et de la porosité de l'interface sur les simulations de débit. Dans un premier temps, les résultats obtenus pour de bonnes conditions de contact, avec une porosité de 0,68 et pour une charge hydraulique de 1 m ont été comparés avec ceux obtenus dans les mêmes conditions mais pour les paramètres de Van Genuchten de Pruess et al. (1998). Dans un second temps, étant donné que la valeur de porosité que nous avons attribuée à l'interface est deux fois supérieure à celle adoptée par Pruess (1998), son influence sur les débits a été analysée. La comparaison des résultats indique qu'une porosité de 0,35 ou bien de 0,68 ne semble pas avoir d'influence lorsque la loi d'interface de type sable grossier est employée. D'autre part, pour une valeur de porosité d'interface donnée, l'emploi des paramètres non-saturés de Pruess (1998) ou ceux que nous avons définis ($\alpha=30 \text{ m}^{-1}$, $n=2,12$) conduit à une même évolution temporelle et à un même débit de fuite au régime permanent dans l'étanchéité composite. Ces constatations ont été confirmées sur différentes simulations, utilisant d'autres conditions de contact et d'autres valeurs de charge hydraulique. Ce résultat n'a rien d'étonnant puisque les deux courbes sont presque identiques.

3.8 Influence des paramètres hydrodynamiques de la barrière minérale

Les paramètres de Van Genuchten utilisés dans les calculs précédents pour la barrière minérale sont différents de ceux proposés par Tinjum et al. (1997). L'influence de ces paramètres sur le résultat des simulations d'écoulement se devait donc d'être étudié, ce qui a été fait en utilisant les paramètres de l'argile M-Clay fournis par ces auteurs à la place de ceux adoptés dans nos simulations. Ceci a été effectué pour plusieurs simulations, sur des cas de défaut dans la géomembrane variables. Tous les autres paramètres sont demeurés communs, afin de permettre la comparaison directe.

Considérons par exemple le cas d'un défaut longitudinal de 4 cm de largeur (petit plis endommagé) dans une géomembrane avec de très bonnes conditions de contact sur la surface

de la barrière. Sous une charge hydraulique de 0,3 m, les débits obtenus sur trois ans avec les paramètres du sol M-Clay et T-Clay ont été représentés sur la figure V-5.

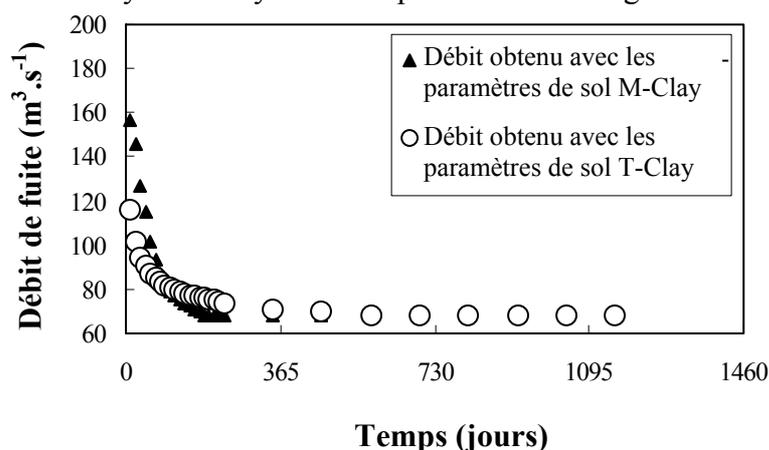


Figure V-5 : Courbes de débit obtenues selon les paramètres adoptés pour l'argile.

L'analyse des courbes montre que le débit de fuite varie légèrement sur les premiers temps de simulation, les paramètres de l'argile M-Clay provoquant un débit de fuite supérieur sur 100 jours approximativement puis un débit inférieur à celui obtenu avec le sol T-Clay ensuite. Les deux sols testés donnent finalement un débit identique après deux ans, ce qui s'explique par le fait que les deux sols ont la même perméabilité à saturation et qu'à cette date la barrière d'étanchéité minérale est en effet totalement saturée dans les deux cas. On peut donc conclure qu'à l'échelle de temps du fonctionnement d'un casier de stockage de déchets, les paramètres hydrodynamiques d'un sol n'ont pas une grande influence sur le débit de fuite, sachant que pendant une très large majorité du temps la barrière est saturée et que c'est alors la valeur de conductivité hydraulique à saturation qui compte.

3.9 Comparaison des résultats numériques avec les solutions analytiques et les équations empiriques existantes

La validation du code de calcul utilisé pour résoudre l'équation de Richards dans l'interface, qui n'était pas une démarche triviale, a été réalisée en comparant les débits de fuite au régime permanent obtenus en fin de simulations lorsque le sol est totalement saturé avec la solution exacte que l'on peut calculer en utilisant les solutions analytiques (eq. II-35 et II-43). Les tableaux V-3 et V-5 présentent les débits obtenus par les deux méthodes ainsi que les différences relatives pour différentes conditions de contact, différents types d'endommagement dans la géomembrane et différentes charges hydrauliques. Les différences sont seulement de quelques pourcents, ce qui nous a permis de conclure que notre modèle, employé pour quantifier des écoulements dans une interface d'épaisseur uniforme, est valide.

Les débits sont quasiment proportionnels à la charge hydraulique appliquée sur l'étanchéité composite, quelle que soit la condition de contact entre la géomembrane et le sol. Les débits simulés sont proches de ceux donnés par les équations empiriques pour de mauvaises et bonnes conditions de contact et quelque peu inférieurs dans les cas des très bonnes conditions de contact. Des conclusions similaires sont tirées lorsque l'on utilise d'autres degrés de saturation initiaux pour la barrière minérale et pour la relation entre volumes infiltrés et charge hydraulique.

Enfin, la comparaison entre la quantité d'effluents infiltrés dans l'étanchéité composite sur une période de 30 ans basée sur le calcul numérique en régime transitoire non-saturé et les solutions analytiques présentées au chapitre II sont données dans le tableau V-4. Les volumes infiltrés simulés sont très proches des valeurs analytiques et en bonne concordance avec les prévisions par équations empiriques. Comme les résultats numériques, analytiques et empiriques ne diffèrent que de quelques pourcents seulement, on peut aussi conclure que les outils analytiques et empiriques peuvent considérer à juste titre la barrière et l'interface comme étant des milieux saturés et qu'ils constituent donc des outils valides sur ce point. Rappelons néanmoins que nous nous plaçons dans une configuration de l'interface irréaliste et que ces équations ne prennent pas en compte de façon satisfaisante la complexité de l'interface, sur le terrain.

Nous avons donc vérifié que l'hypothèse de saturation totale commune aux outils analytiques et empiriques est justifiée et qu'une prise en compte du degré de saturation partiel de la barrière minérale ne semble pas nécessaire. Même si ce résultat confirme que les outils simples peuvent être utilisés en calcul de première approximation d'un débit de fuite potentiel, ceci ne doit pas faire oublier que ces modèles fournissent probablement une quantification éloignée de la réalité parce que la complexité de la géométrie d'interface n'y est pas traitée.

3.10 Mécanismes des écoulements simulés dans l'étanchéité composite

On observe sur la figure III-19 que le débit de fuite au défaut montre une nette décroissance à partir d'une valeur initiale vers une valeur plus basse, constante, correspondant au flux en régime permanent. Les simulations pour de plus fortes charges hydrauliques et pour d'autres conditions de contact montrent la même tendance. Ce phénomène, qui correspond bien aux observations expérimentales de Touze-Foltz (2001), est étudié dans cette partie.

Pour un dispositif d'étanchéité possédant de mauvaises conditions de contact, une saturation initiale de la barrière minérale de 0,85 et soumis à 0,3 m de charge hydraulique, le régime permanent correspond à un état saturé. L'évolution des débits au défaut sur 100 jours, à l'exutoire de l'interface et à l'interface à une distance radiale de 20 cm du centre du défaut sont présentés sur la figure V-6.

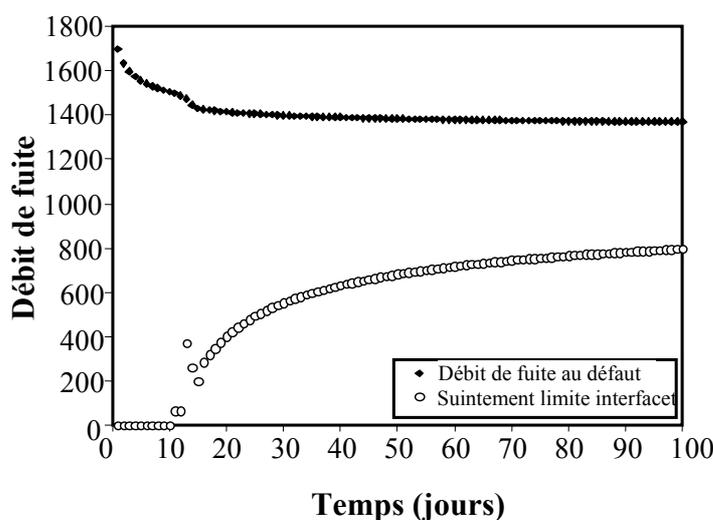


Figure V-6 : Évolution des débits au défaut (figurés noirs) et à la sortie à droite de l'interface (figurés blancs) pour une charge hydraulique de 0,3 m.

L'évolution des profils de succion dans l'interface pendant les 13 premiers jours de simulation, ainsi que dans la barrière argileuse à une profondeur de 4 cm sur la même période sont présentés sur les figures V-7 et V-8.

Tout d'abord, on peut observer sur la figure V-7 que la moitié de la longueur totale de l'interface est envahie par le liquide au cours des 3 premiers jours, alors que plus de 10 jours sont ensuite nécessaires pour obtenir la saturation de la seconde partie. Il est clair, en comparant les figures V-7 et V-8 que la barrière argileuse se sature avec un temps de retard par rapport à l'interface et que la saturation débute à proximité immédiate du défaut dans la géomembrane.

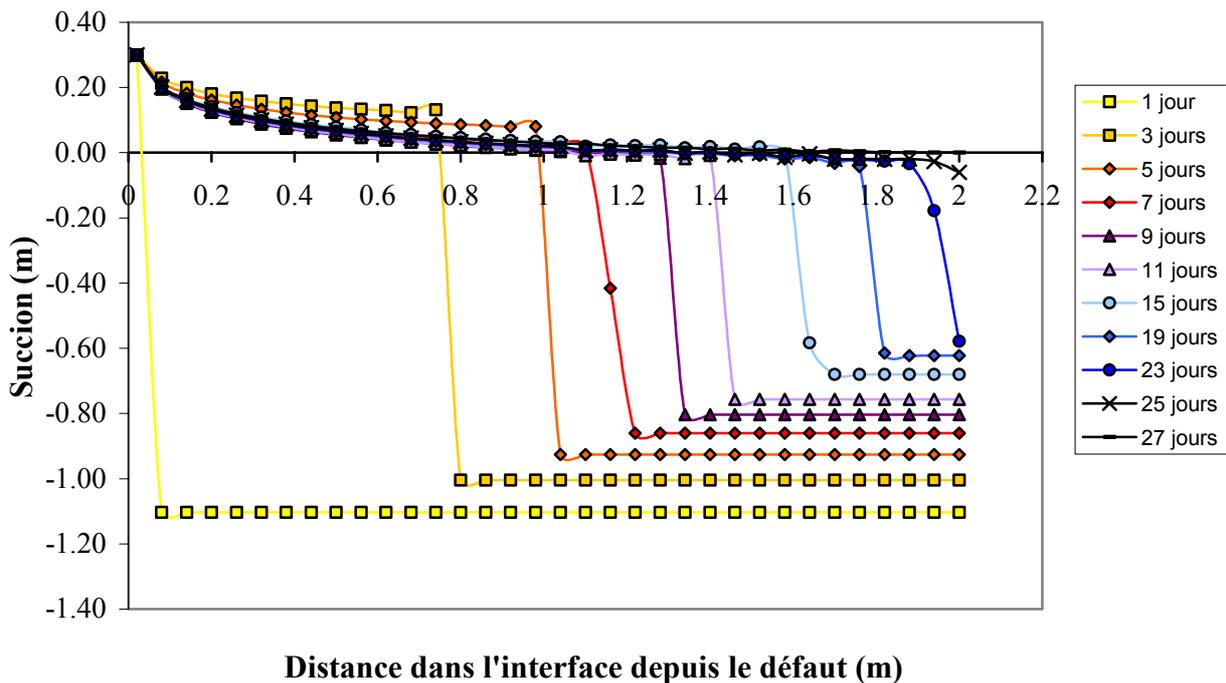


Figure V-7 : Profils de succion dans l'interface au cours des 27 premiers jours de temps simulé, jusqu'à la saturation de l'interface sur toute sa longueur.

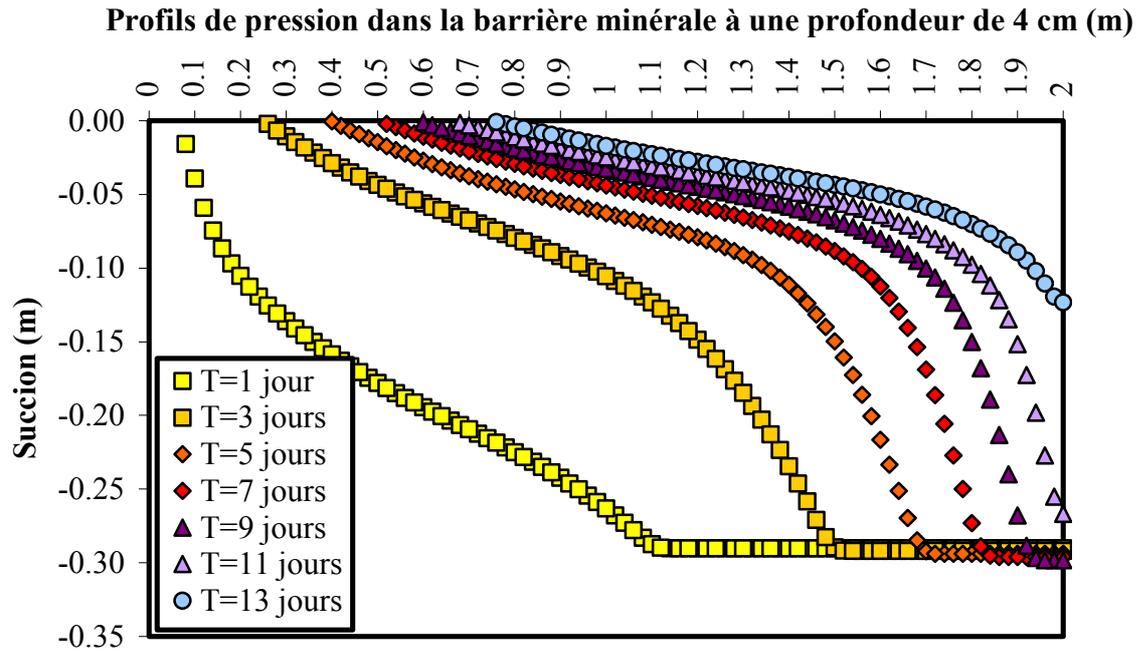


Figure V-8 : Profils de pression dans l'argile, à une profondeur de 4 cm sous l'interface, pendant les 13 premiers jours de simulation.

Ensuite, l'observation simultanée de l'évolution du débit au défaut et à la sortie de l'interface sur la figure V-6 et des profils de suction dans l'interface sur la figure V-7 indique clairement que le débit au défaut décroît pendant les 13 premiers jours correspondant au remplissage de l'interface puis se stabilise dès lors que l'interface est totalement saturée et que le flux commence à s'écouler sur ce qui apparaît comme la sortie droite de la figure V-1 mais qui correspond en fait à la périphérie du système puisque nous sommes en axisymétrie.

Ce temps est en accord avec les profils de suction dans l'interface présentés sur la figure V-7. L'écoulement dans l'interface et la barrière minérale a été calculé et a permis de conclure que le flux à travers les 4 cm supérieurs de la couche de sol compacté, même si ces 4 cm sont saturés, est négligeable comparé à la quantité de l'écoulement transporté par l'interface, pour les paramètres géométriques et hydrauliques considérés dans cette étude. Par conséquent, seule l'évolution du débit à l'interface à 20 cm du défaut a été représentée sur la figure V-6. Celle-ci est quasi similaire au débit total à travers le défaut. Ceci signifie que l'interface contrôle le débit de fuite dans les premiers temps de la simulation et que la barrière minérale ne transporte pas une quantité significative de fluide et possède une très faible influence sur le débit. On peut aussi remarquer sur la figure V-6 que le débit de fuite à la sortie de l'interface au 13^{ème} jour décrit un léger pic dont l'amplitude est du même ordre que la variation de débit au défaut pendant le remplissage de l'interface, et est pour cette raison probablement la réponse au flux élevé pendant les premiers temps de l'invasion de l'interface.

Le processus d'écoulement dans l'étanchéité composite piloté par l'interface apporte un argument supplémentaire pour considérer la barrière minérale comme étant totalement saturée dans les travaux qui suivront.

Selon Foose et al. (2001), le flux dans l'étanchéité composite est supposé s'effectuer en trois temps : (1) écoulement à travers le défaut dans la géomembrane (2) écoulement à l'interface et (3) écoulement à travers la barrière minérale. L'étude numérique réalisée

confirme ce scénario de processus en trois étapes et permet une meilleure compréhension du phénomène observé expérimentalement (Touze-Foltz, 2001) : pendant une première phase correspondant à la chute initiale de débit à travers le défaut, le fluide s'écoule avec une vitesse élevée dans l'interface, remplissant cet espace sans causer de prélèvement hydrique dans la barrière minérale. Lors d'une seconde phase, le fluide s'infiltré dans le sol compacté à partir de la surface d'infiltration formée au cours de la phase précédente.

En conclusion, il ne semble pas nécessaire de prendre en compte la non saturation de l'argile compactée qui forme la barrière minérale, car le flux est nettement piloté par l'interface et les différences en termes de débit avec l'hypothèse d'un sol saturé ne sont pas conséquentes.

4. Étude de l'écoulement dans une géométrie d'interface réelle

Dans cette partie nous allons présenter la manière dont la géométrie de l'interface acquise par la mesure au rugosimètre laser est représentée sous Metis et quelles conditions ont été appliquées au système pour simuler les écoulements dans l'interface. Étant donné la très faible perméabilité de l'argile et la courte durée des essais en colonnes de diamètre 1 m, le flux dans l'argile nous semble négligeable. En effet, en considérant la couche d'argile saturée (hypothèse qui paraît acceptable au vu des résultats du paragraphe précédent) et un gradient hydraulique unitaire, le débit maximum qui s'infiltrerait verticalement dans l'argile serait de :

$$Q = \text{Section colonne} \times K \times i \quad (\text{V-2})$$

$$\text{Soit } Q = \pi \times r^2 \times K = 1,57 \times 10^{-10} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} = 0,013 \text{ L} \cdot \text{jour}^{-1}$$

De plus, cette estimation est largement surestimée car ce calcul ne tient pas compte des zones de contact entre l'argile et la géomembrane qui réduisent la surface disponible pour l'infiltration. Sur le temps de l'essai d'écoulement dans l'interface sous 6kPa, qui a duré 90 minutes, l'infiltration dans l'argile peut donc tout à fait être négligée.

Il est probable que cette infiltration n'est plus à négliger dans le cas de l'interface sous 64 kPa dans laquelle la mesure a duré 4 mois. Cependant, en négligeant l'infiltration verticale dans l'argile, nous pouvons nous affranchir de représenter la couche d'argile et ainsi mailler plus finement l'interface. Nous garderons ce point à l'esprit lors des comparaisons des résultats numériques et expérimentaux sous 64 kPa, dans le paragraphe 7.1.

D'autre part, il serait légitime de se demander pourquoi l'un des modèles de quantification de flux dans les fractures du chapitre III n'a pas été employé directement puisque nous ne prenons pas en compte ici le terme d'échange avec la barrière sous-jacente. La réponse est qu'il est exact que d'autres modèles auraient pu être utilisés dans cette partie mais qu'en perspective de ce travail l'objectif est d'obtenir un outil capable de mesurer les débits de fuite (c'est à dire incluant aussi l'infiltration dans la barrière et pas seulement les débits d'interface) à une échelle d'espace et de temps pour laquelle les deux aspects du flux doivent impérativement être pris en compte.

4.1 Géométrie du système étudié

Le système étudié est donc une interface en deux dimensions qui se présente sous forme d'un disque, la troisième dimension étant fictive puisque la coordonnée z de tous les

éléments est nulle. La représentation du maillage ou des résultats se fait donc sous forme d'un disque, comme nous le verrons tout au long des figures qui illustrent ce chapitre. Étant donné que les protocoles appliqués pour réaliser l'acquisition de la géométrie ont fait perdre de l'information sur les bordures de l'interface, le système étudié n'est plus que de 0,8 m de diamètre au lieu d'un mètre initialement, pour des raisons expérimentales, survenues lors de l'acquisition géométrique, qui ont été explicitées dans le quatrième chapitre.

4.2 Maillage de l'interface

La mesure de rugosimétrie laser a fourni 250000 valeurs d'ouverture pour chaque interface mesurée, ce qui correspond à une mesure d'ouverture tous les 2 mm dans chacune des directions x et y. Les éléments bidimensionnels les plus adaptés pour mailler correctement une géométrie circulaire sont les éléments triangulaires. Cependant, un maillage de 250000 mailles est conséquent et demande une puissance de calcul et une mémoire importante à l'outil de calcul. Par conséquent, nous avons choisi d'adopter une distance inter-nœuds non pas de 2 mm mais de 4 mm pour mailler, ce qui permet de travailler sur 81103 éléments. Les éléments triangulaires qui maillent l'interface ont une épaisseur fictive (voir paragraphe 2.3). Le défaut est représenté par un unique élément triangulaire de 4 mm de côté. L'épaisseur attribuée à chaque élément du maillage est calculée en moyennant les données d'ouvertures sur les 3 nœuds les plus proches du point, issues des données rugosimétriques.

Il faut remarquer que le code de calcul n'acceptant pas d'éléments de conductivité hydraulique nulle, l'épaisseur et la perméabilité des éléments situés au niveau des zones de contact dans l'interface sont fixées à une très faible valeur ($0,01 \mu\text{m}$).

4.3 Conditions initiales du système et conditions limites appliquées

Nous avons rencontré des difficultés pour simuler le flux transitoire à partir d'une interface à saturation nulle initialement. Par conséquent, le système est considéré comme initialement saturé et au lieu de suivre l'avancée du front de saturation dans l'interface en fonction du temps, nous travaillons sur les vitesses du fluide dans l'interface. Pour pouvoir évaluer la cinétique des phénomènes hydrodynamiques dans l'interface, nous avons réalisé des calculs en mode transitoire en utilisant la fonction traceur de Metis, qui permet de suivre sa propagation dans l'interface à partir du défaut.

Les conditions limites adoptées sont représentées sur la figure V-9: une condition limite de type potentiel égal à la cote est appliquée sur les nœuds du pourtour de l'interface et une charge hydraulique constante égale à 0,3 m est appliquée sur le nœud identifié comme étant le défaut.

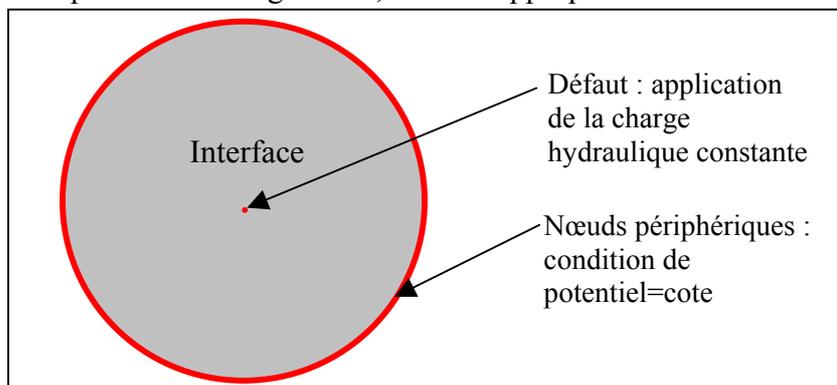


Figure V-9 : Schéma en plan des conditions limites appliquées au système sur lequel est simulé l'écoulement

La porosité de l'interface a été fixée à 1 dans les simulations sur géométrie d'interface réelle car les zones de contact sont déjà prises en compte dans les données d'ouverture.

5. Simulations d'écoulement dans une interface d'étanchéité composite classique

Dans cette partie, des écoulements ont été simulés à l'aide du code de calcul Metis pour deux cas où la géomembrane repose en contact direct avec la surface de l'argile compactée. Deux géométries ont été étudiées, correspondant aux mesures rugosimétriques d'épaisseur de l'interface reconstituée en colonne de dimension métrique, sous 6 et 64 kPa. L'influence sur le flux du positionnement du défaut dans la géomembrane par rapport à la variabilité spatiale des ouvertures de l'interface a également été étudié dans cette partie.

5.1 Débits de fuite obtenus et analyse de l'écoulement dans l'interface

5.1.1 Résultats obtenus sur l'interface sous contrainte mécanique de 6 kPa

Nous avons cherché en premier lieu à simuler l'écoulement à partir de la géométrie de l'interface acquise sous une contrainte mécanique de 6 kPa. Cependant, les simulations numériques ne s'effectuent pas directement à partir des données recueillies en raison d'une incertitude sur les valeurs d'ouvertures. En effet, le protocole de moulage de l'interface par du silicone fonctionne bien pour acquérir la géométrie des deux parois qui forment l'interface, mais en raison de la forte viscosité du produit, au moment où l'on replace les deux moulages suivant les repères (cf. figure IV-16) ceux-ci ne se replacent pas tout à fait dans la configuration initiale, avec l'interface « vide ». La mesure de l'épaisseur du silicone au rugosimètre laser permet donc d'obtenir la variation spatiale de l'ouverture de l'interface, mais à une constante près, correspondant à une surépaisseur de silicone.

Par conséquent, nous avons dû apporter une correction sur les valeurs d'ouverture de l'interface. Nous avons procédé de la façon suivante : A partir du fichier d'épaisseurs de l'interface, nous avons généré plusieurs fichiers d'ouvertures modifiées en soustrayant 0,5 mm, 1 mm, 1,5 mm, 2 mm, 2,5 mm, 3 mm et 4 mm aux valeurs d'origines. Les nouvelles ouvertures calculées qui atteignaient une valeur négatives ont été remplacées par 10^{-6} m (Metis ne peut pas traiter des écoulements sur des éléments d'ouverture nulle, on remplace donc par une valeur négligeable). Ces fichiers d'ouvertures modifiées ainsi créés, on calcule les perméabilités associées. Chaque couple de jeu de données ouverture-perméabilité est utilisé pour effectuer un calcul en conditions saturées et au régime permanent. Les valeurs de débit obtenues sont alors comparées au débit quasi-permanent obtenu en colonne d'essai, sous 6 kPa (cf. figure IV-24), qui était de $8 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. En procédant ainsi, on restreint de plus en plus l'intervalle d'ouvertures et de perméabilités qui fournissent une solution de plus en plus proche du résultat expérimental. Le jeu de données qui permet de caler le débit simulé sur le débit expérimental a été ainsi obtenu pour des valeurs d'ouvertures réduites de 1,22 mm par rapport aux données brutes issues de la rugosimétrie.

L'écoulement dans l'interface a ensuite été analysé en réalisant les simulations numériques et en éditant suivant des pas de temps adaptés la vitesse du fluide sur chaque élément de l'interface. Le transport d'un traceur numérique a aussi été suivi en régime transitoire sur chaque nœud.

La figure V-10 montre l'aspect du champ des normes de vitesse du fluide dans l'interface. Les données d'ouvertures sont jointes sur la même figure pour faciliter l'observation des caractéristiques de l'écoulement par rapport à l'ouverture.

Les vitesses les plus fortes s'observent à proximité directe du défaut, le fluide s'écoulant à $0,1 \text{ m.s}^{-1}$ environ. On voit que le champ de vitesses n'est pas du tout homogène, il existe une chenalisation des fortes vitesses. Si l'on compare la vitesse du fluide avec la carte des ouvertures située sur la même figure, on observe clairement que les plus fortes vitesses (en rouge et jaune) se situent dans les zones les plus ouvertes qui entourent le défaut. Le fluide se déplace donc rapidement dans les zones connectées de plus forte ouverture, là où la plus faible résistance à l'écoulement règne. Toutes les zones de plus fortes ouvertures ne sont pas concernées par cet écoulement rapide, on voit que seules quelques zones de passage préférentiel correspondant à des marques de pneu sont sollicitées. Ceci semble signifier qu'une fois que le fluide trouve un cheminement d'écoulement reliant le défaut à la limite périphérique du système, celui-ci évite naturellement les zones relativement fermées opposant résistance à l'écoulement. Ce comportement est tout à fait logique d'un point de vue physique et correspond bien à ce qui avait été observé lors des essais sur colonne de dimension 1m : le fluide apparaissait très rapidement en quelques points de la périphérie et n'envahissait que les zones de plus forte ouverture.

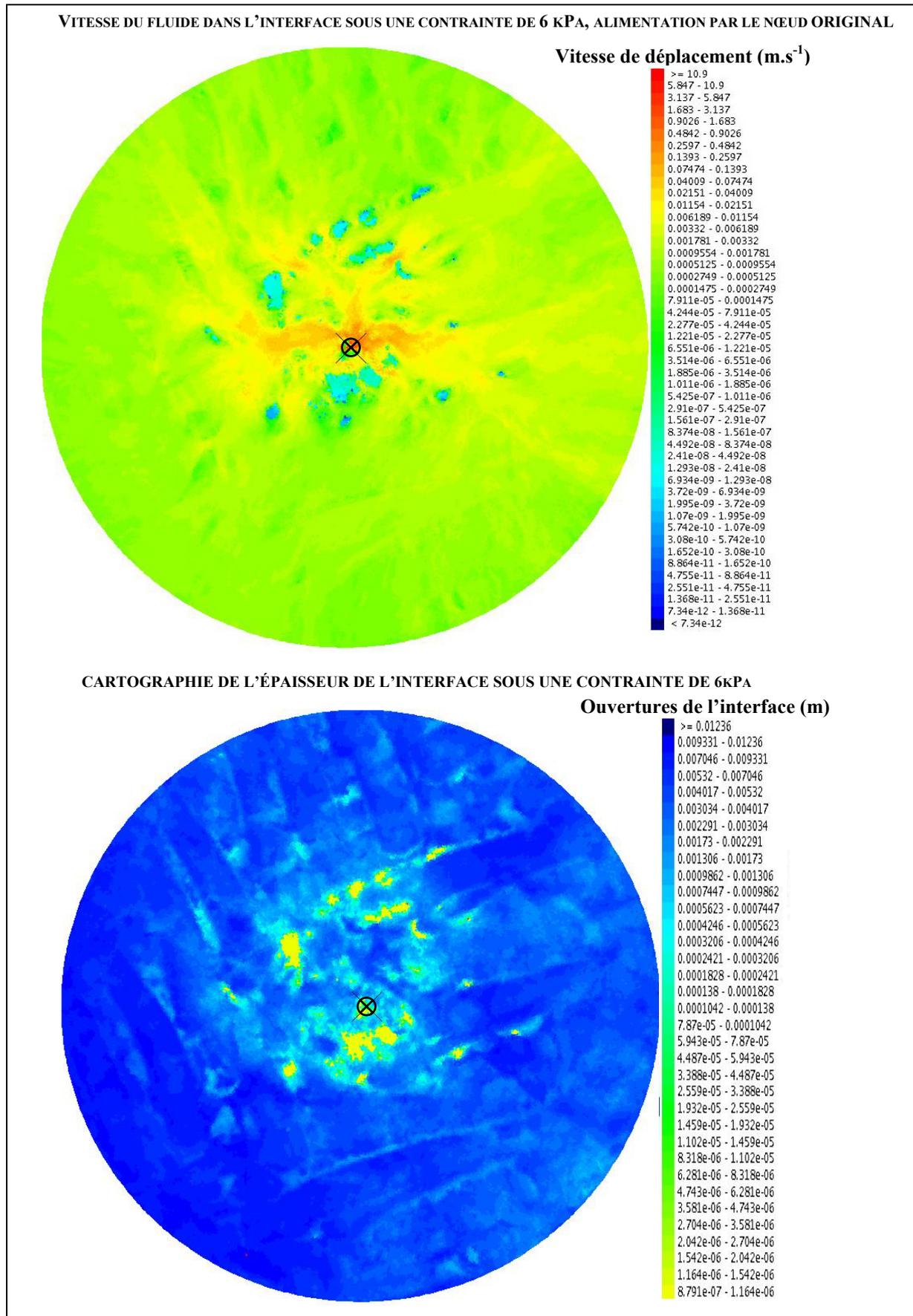


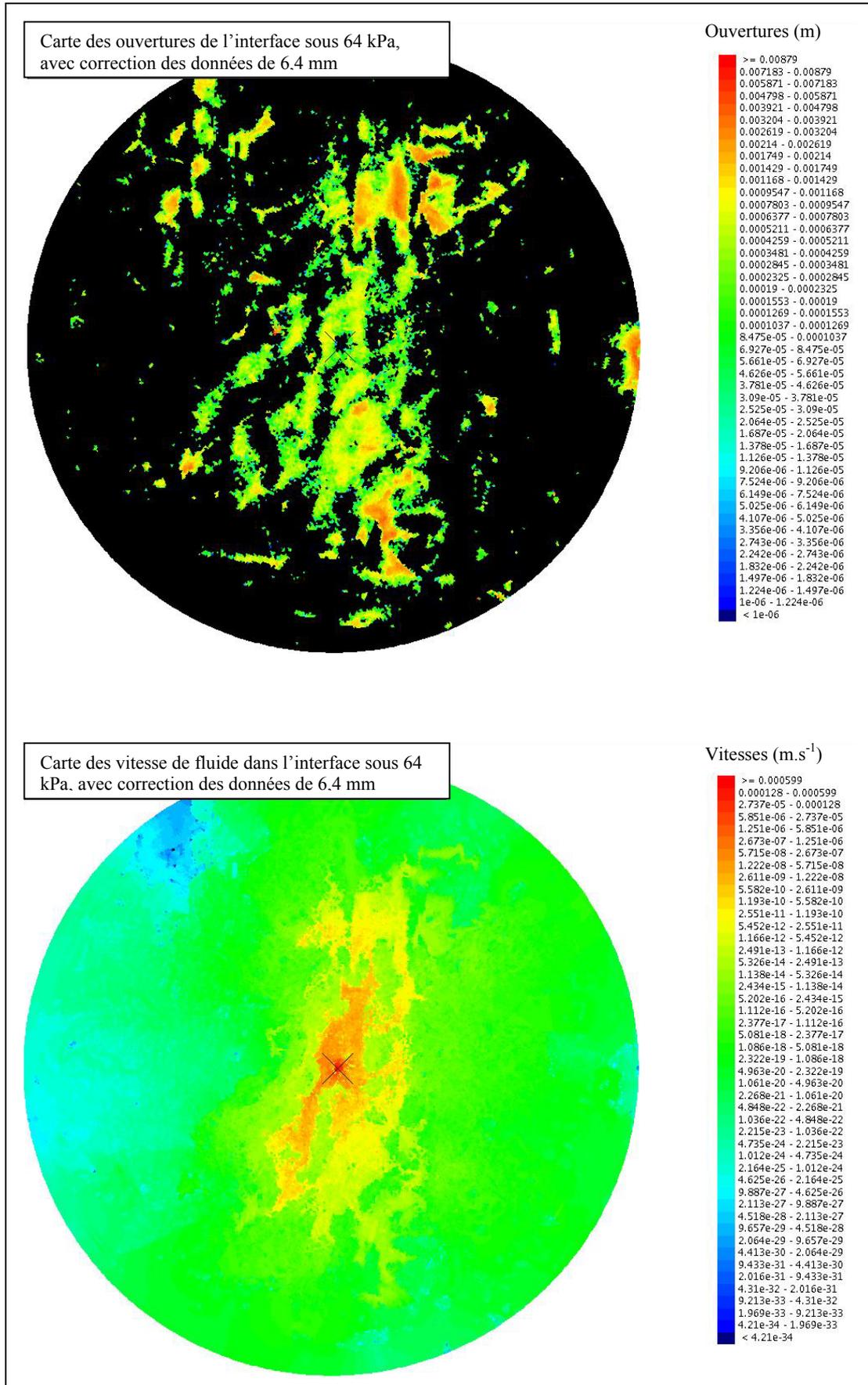
Figure V-10 : Distribution de la vitesse du fluide s'écoulant dans l'interface au régime permanent et données d'ouverture

5.1.2 Résultats obtenus sur l'interface sous contrainte mécanique de 64 kPa

Les simulations d'écoulement ont été réalisées également à partir des données d'ouverture de l'interface sous 64 kPa. Nous avons procédé, comme dans le cas de l'interface sous 6 kPa, à une étape préalable de calage des ouvertures par rapport aux mesures expérimentales de débit. Pour que le calcul de flux en régime permanent et pour des conditions saturées soit proche de celui qui a été mesuré en colonne d'essai métrique (cf. Figure IV-26), c'est à dire de $5 \times 10^{-12} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, il a fallu appliquer un facteur correctif de 6,4 mm aux épaisseurs mesurées par rugosimétrie. La figure V-11 présente la répartition des ouvertures de l'interface ainsi obtenues ainsi que la vitesse du fluide lors du calcul en régime permanent.

L'examen simultané des données d'ouverture et de la vitesse du fluide qui s'écoule dans l'interface permet de remarquer que les zones les plus ouvertes et qui sont connectées forment les chemins par lesquels le fluide s'écoule. Cependant, les vitesses les plus fortes sur la figure V-11, à proximité immédiate du défaut, sont très faibles ($0,6 \text{ mm} \cdot \text{s}^{-1}$) comparées aux vitesses de fluide dans l'interface sous 6 kPa (cf. Figure V-10) qui étaient de l'ordre du décimètre par seconde.

Les simulations en régime transitoire, qui permettent de suivre la progression du traceur dans l'interface, ont donc dû être menées sur un délai très long ($6 \times 10^8 \text{ s}$) pour que l'on puisse observer un déplacement effectif du fluide.



La figure V-12 illustre l'invasion de l'interface par le traceur injecté à travers le défaut à différents temps de simulation. On constate que la progression du traceur est très lente et que l'invasion se fait bien suivant les zones de plus forte vitesse de fluide (cf. Figure V-11). Le traceur n'atteint pas la limite du système dans le temps de simulation réalisé.

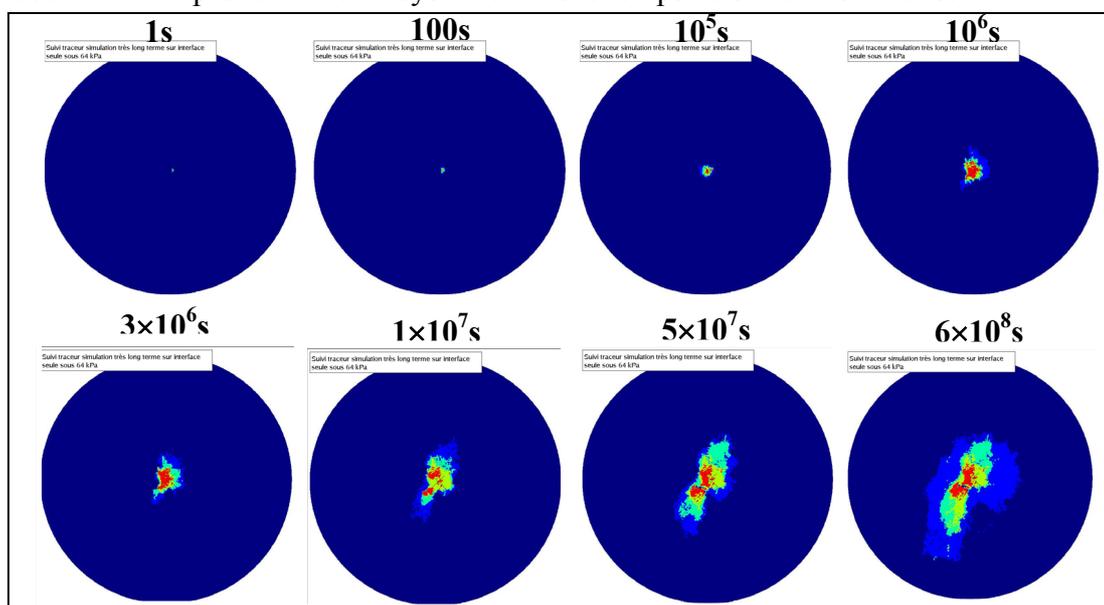


Figure V-12 : Simulation en régime transitoire permettant le suivi de la concentration du traceur injecté dans l'interface depuis le défaut

Étant donné le temps de simulation important et le très faible flux qui s'est infiltré dans l'interface en passant à travers le défaut, il est probable que la présence d'une couche d'argile faiblement perméable sous l'interface soit non-négligeable dans ce cas. Les simulations avec une couche d'éléments représentant un sol compacté sous l'interface n'ont pas été effectuées, car multiplier le maillage par 3 ou 4 n'était pas envisageable avec l'outil de calcul disponible. On peut néanmoins imaginer que la présence d'un terme puits au niveau des ouvertures (donc là où a lieu le flux) ralentirait encore l'écoulement et que la progression du traceur serait encore plus lente.

5.2 Étude de l'influence de la position du défaut par rapport à l'ouverture

5.2.1 Mise en évidence de l'influence de la position du défaut dans le cas de la géométrie d'interface mesurée sous 6 kPa

L'avantage des simulations numériques par rapport à la réalisation d'essais expérimentaux est de pouvoir réaliser rapidement des séries de calculs de flux prédictifs, ce qui permet par exemple de faire varier la position du défaut alimentant le dispositif d'étanchéité composite. Une fois les données d'ouvertures calées, nous avons donc réalisé des simulations de prédiction de débit pour des positions de défaut différentes de celle occupée sur l'essai hydraulique en colonne. Ceci a permis d'étudier quantitativement l'influence de la position du défaut par rapport à la distribution spatiale des ouvertures de l'interface. Rappelons que ce point n'avait été étudié numériquement que sur des cas non-représentatifs (2D, deux zones de transmissivité différentes) par Touze-Foltz (2001). Nous avons relevé sur le maillage créé six autres positions distinctes du défaut original, choisis suivant une approche déterministe, toutes situées dans la zone centrale de l'interface. La position des défauts ainsi

qu'un commentaire sur leur position par rapport à la distribution des ouvertures sont donnés respectivement sur la figure V-13 ainsi que dans le tableau V-6.

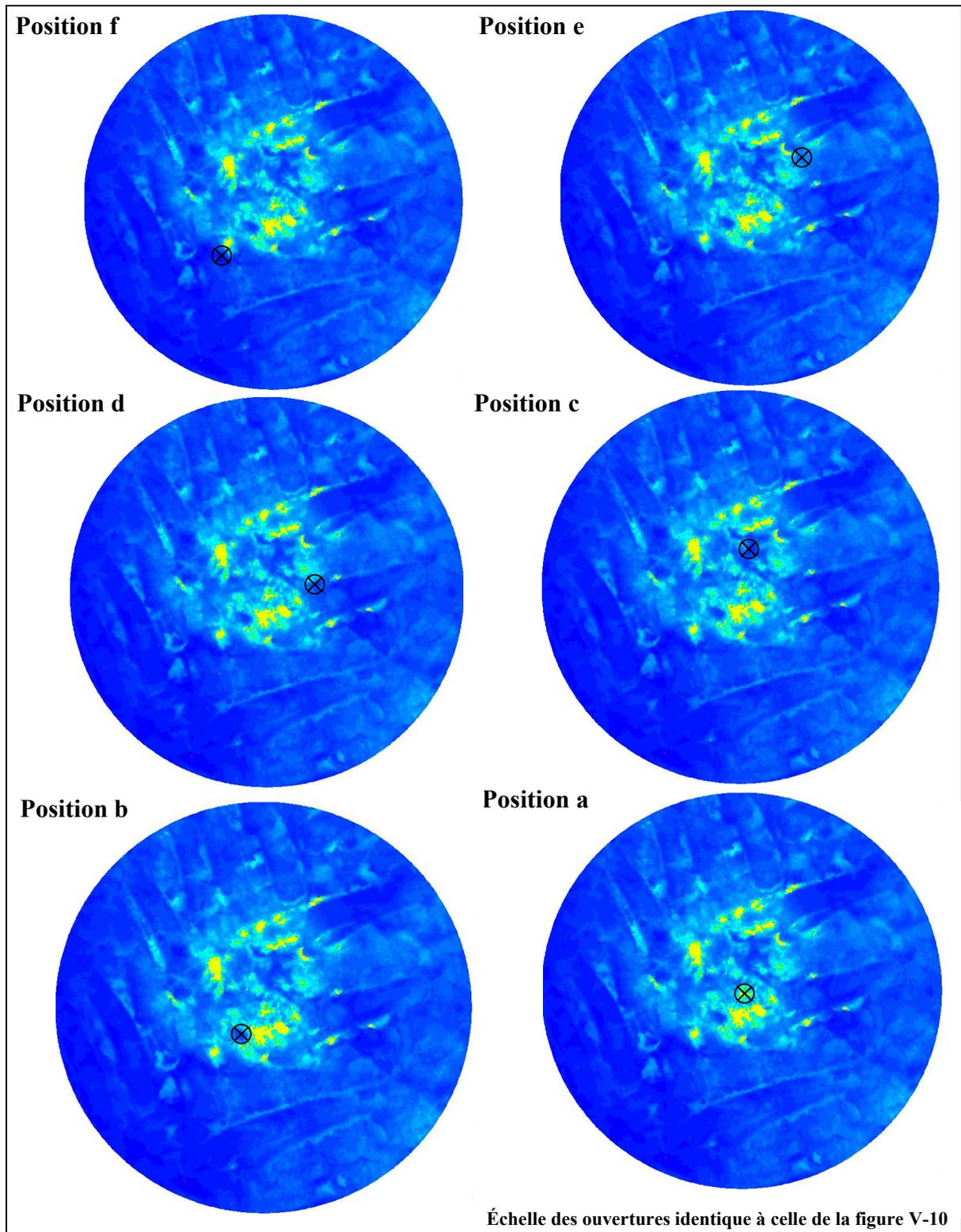


Figure V-13 : Représentation de la position du défaut simulé par rapport à la distribution spatiale des données d'ouverture de l'interface

Position du défaut dans la géomembrane (n° nœud)	Commentaire sur la position du défaut
original	Défaut original, situé dans une zone de faible ouverture entourée de zones de contact ou de faible ouverture
a	Proche du nœud original, situé sur une zone d'ouverture localement plus réduite
b	Situé sur une zone ouverte, entourée partiellement de zones de contact mais avec une connexion vers des zones de fortes ouvertures
c	Situé sur une zone ouverte de grande ampleur, mais relativement enclavée par des zones de contact
d	Position légèrement excentrée, située au niveau d'une zone ouverte proche d'une marque de pneu
e	Position légèrement excentrée proche d'une marque de pneu, mais sur une zone moins ouverte que la position d
f	Zone équivalente à celle de la position d

Tableau V-6 : Commentaires sur la localisation et l'environnement des défauts testés

Les débits de fuite à travers le défaut atteint au régime permanent ont été calculés et sont reportés dans le tableau V-7. On observe que le débit au défaut varie d'un facteur élevé suivant la position du défaut par rapport aux ouvertures de l'interface. Les débits simulés les plus élevés, supérieurs à 10 L.s^{-1} , sont ceux qui correspondent aux positions du défaut aux nœuds "f" et "d", c'est à dire dans des zones ouvertes (marques de pneus, cf. figure V-13) et de large dimension, ce qui permet un écoulement fortement chennalisé. Les simulations réalisées avec un défaut situé dans des zones ouvertes mais relativement cernées par du contact, tels que les positions aux nœuds "c" et "b", produisent un débit d'interface du même ordre que celui obtenu sur le nœud original, qui correspond à l'expérimentation en colonne. Enfin, le nœud "a", bien que voisin du nœud original, produit un débit de fuite 600 fois moins élevé que ce dernier.

Position	Débit simulé ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$)	Ratio au débit du défaut 40881	Ouverture locale (m)
f	0,0548	69,28	0,0089
e	0,0036	4,55	0,0029
d	0,0106	13,40	0,0044
c	0,0024	3,03	0,0049
b	$8,6 \times 10^{-4}$	1,09	0,0051
original	$7,9 \times 10^{-6}$	1	$2,3 \times 10^{-4}$
a	$1,3 \times 10^{-6}$	0,0015	$5,7 \times 10^{-5}$

Tableau V-7 : Synthèse des débits de fuite simulés, comparés au débit obtenu pour une position de défaut au nœud original.

Il apparaît donc que des défauts, tous situés dans une zone centrale où l'ouverture est relativement limitée, provoquent des écoulements d'intensité très variable. L'influence de la position du défaut est-elle uniquement fonction de l'ouverture locale, au niveau de l'élément triangulaire représentant le défaut, ou la connectivité de cette ouverture avec d'autres zones de forte épaisseur et jusqu'à la limite du système joue t'elle également un rôle prépondérant vis-à-vis du flux ? Pour répondre à cette question, nous avons relevé les ouvertures locales au

niveau des nœuds testés et nous avons tenté d'établir une relation entre le débit simulé et l'ouverture locale, présentée sur la Figure V-14.

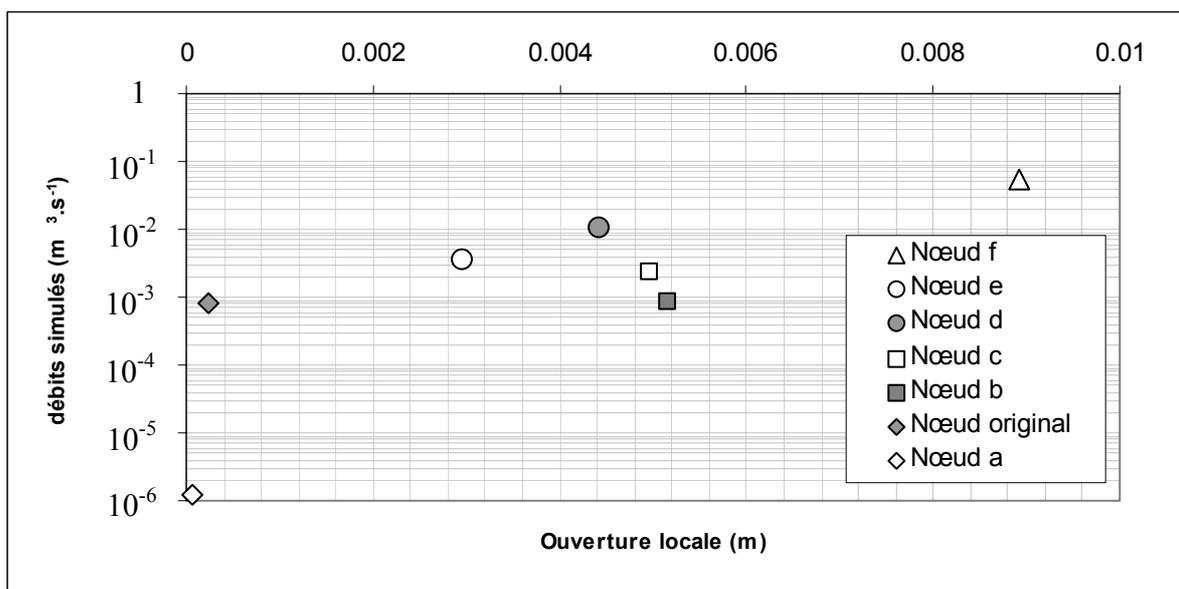


Figure V-14 : Débits de fuite simulés pour les différentes positions de défaut représentés en fonction de l'ouverture au niveau de chaque défaut

L'analyse de la figure V-14 ne permet pas d'établir de relation directe entre le débit obtenu numériquement et l'ouverture de l'élément sur lequel est appliquée la charge hydraulique. Il est donc possible de conclure que le flux qui s'établit à partir du défaut n'est pas fonction de la seule ouverture locale mais que l'environnement de l'élément joue aussi un rôle sur le débit obtenu.

Par conséquent, l'existence d'un chemin continu de fortes ouvertures depuis le défaut jusqu'à la limite du système est la configuration géométrique des ouvertures responsable d'un écoulement important dans l'interface.

Les normes des vitesses du fluide en chaque élément du maillage ont été représentées pour les six positions de défaut distinctes du défaut original. Ces représentations visibles sur la figure V-15 peuvent être directement mises en relation avec les données d'ouverture de la figure V-13. L'écoulement à partir du nœud "f" se fait essentiellement du défaut vers la bordure du système, car il est situé dans une zone de fortes ouvertures connectées. Les déplacements rapides sont absents de la zone centrale. Ceci est logique, le fluide s'écoule préférentiellement dans les endroits qui offrent le moins de résistance, c'est à dire les ouvertures. L'écoulement à partir du nœud "c", qui est entouré de zones de contact, se fait à travers les passages dans les zones fermées. On observe que le flux à vitesses rapides se fait ensuite dans les zones qui portent la marque des traces d'engins (cf. Figure V-13), situées à droite et à gauche de la position de l'élément. Les observations pour la simulation réalisée sur l'élément "b" sont similaires. Enfin, le défaut positionné au nœud "a" n'engendre pas de vitesses de déplacement élevées du fluide. Ceci s'explique par le fait que l'ouverture locale est particulièrement faible au niveau de cet élément. Avec un débit dans le système restreint à l'entrée, le fluide ne parvient pas à s'écouler rapidement même s'il atteint des zones de forte ouvertures.

Il faut remarquer que les données de vitesse du fluide ne sont pas directement équivalentes aux débits, car ces deux grandeurs sont séparées par le volume des éléments et leur capacité à stocker du fluide. En effet, il peut arriver en présence de très faibles débits entrants que des éléments de faible épaisseur se remplissent avant des éléments de volume plus important. La vitesse de fluide apparaît alors comme supérieure dans les zones de faible ouverture, mais en terme de débit, ce sont bien les zones de fortes ouvertures qui transportent la majeure partie du flux. Cependant, ces cas sont rares et en gardant à l'esprit cet artéfact inhérent à la simulation, il est justifié de raisonner sur des représentations telles que celles des Figures V-10, V-11 et V-15.

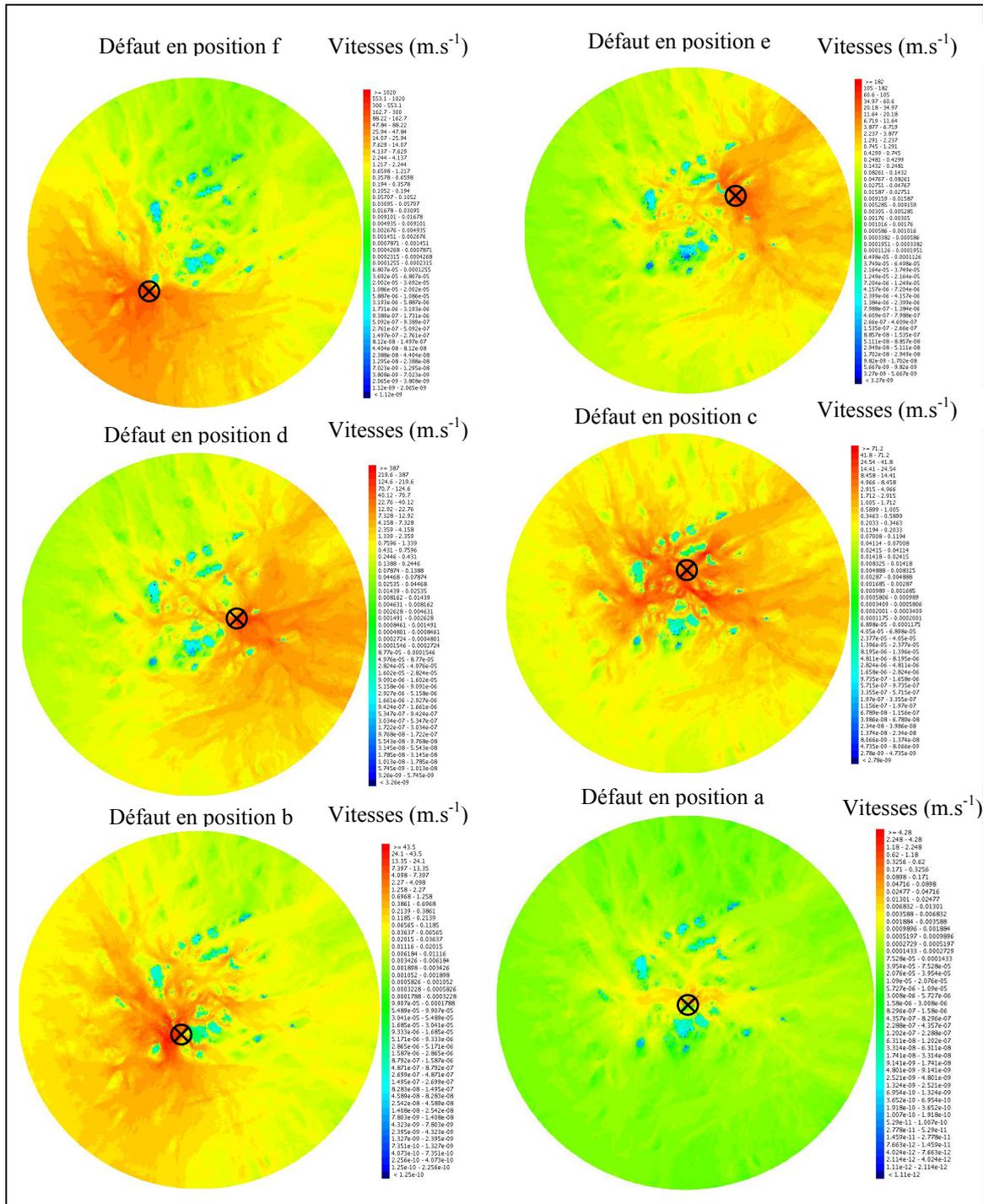


Figure V-15 : Vitesses du fluide dans l'interface sous 6 kPa en fonction de la position du défaut

5.2.2 Mise en évidence de l'influence de la position du défaut dans le cas d'une interface reconstituée

Nous avons réalisé d'autres simulations dans le but d'illustrer l'influence de la position du défaut, sur une géométrie d'interface reconstituée de façon tout à fait artificielle à partir de l'état de surface C (cf. Figure IV-9) et de la géométrie de la géomembrane sous 64 kPa, visible sur la figure IV-27-d. Pour disposer des valeurs de l'ouverture de l'interface, nous avons rapproché les deux surfaces l'une de l'autre jusqu'à obtenir une surface de contact assez importante, correspondant aux zones en surélévation de la surface du sol.

Ces valeurs d'ouverture ont été utilisées pour effectuer des simulations prédictives d'écoulement. La figure V-16 montre la répartition des ouvertures ainsi que les différentes positions de défaut adoptées pour réaliser les calculs de flux.

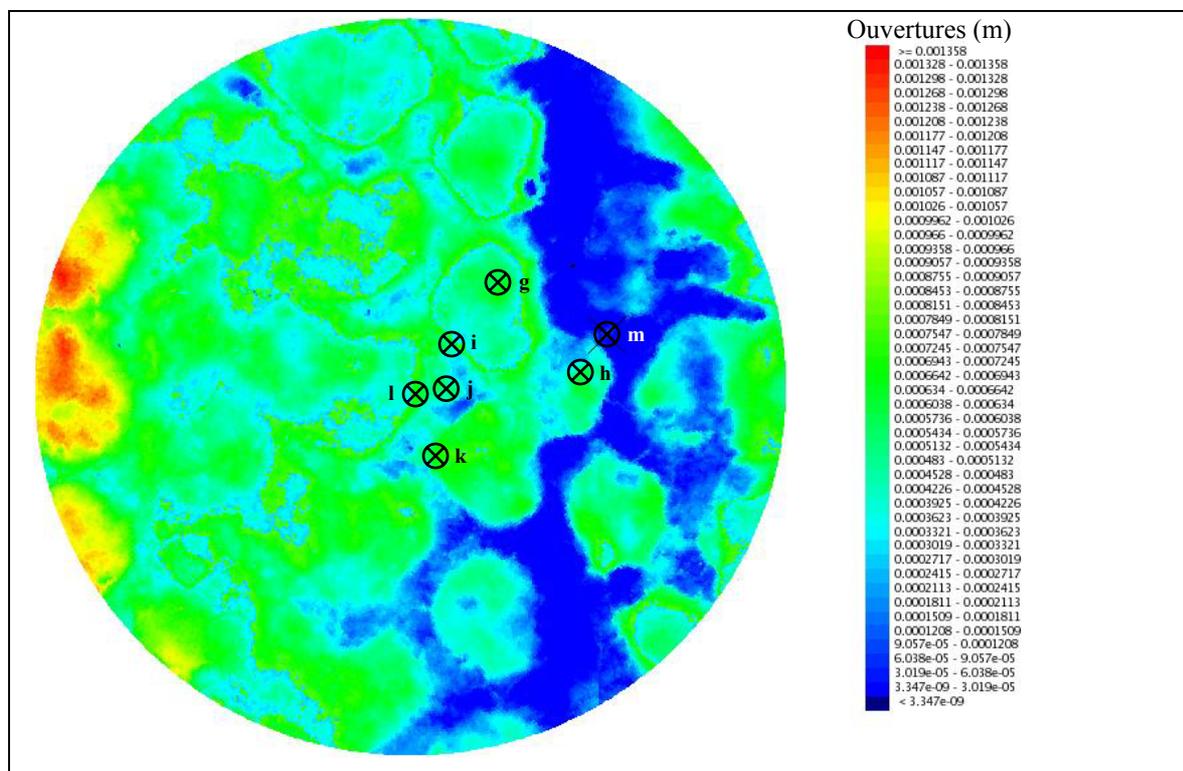


Figure V-16 : Position des défauts simulés sur une géométrie d'interface reconstituée à partir des données de rugosimétrie de la surface C et de la géométrie de la géomembrane sous contrainte

Huit calculs d'écoulement ont donc été réalisés suivant la position du défaut par rapport à l'interface reconstituée, les valeurs du flux obtenu numériquement sont indiquées dans le tableau V-8.

Position du défaut	Ouverture locale (m)	Débit d'interface ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)
g	$6,76 \times 10^{-4}$	$2,9 \times 10^{-5}$
h	$5,89 \times 10^{-4}$	$1,3 \times 10^{-5}$
i	$3,27 \times 10^{-4}$	$1,7 \times 10^{-5}$
j	$5,91 \times 10^{-4}$	$2,2 \times 10^{-5}$
k	$7,54 \times 10^{-4}$	$3,0 \times 10^{-5}$
l	$6,65 \times 10^{-4}$	$3,2 \times 10^{-5}$
m	$6,90 \times 10^{-5}$	$3,5 \times 10^{-8}$

Tableau V-8 : Débits de fuite calculés pour les différentes positions de défaut correspondant à la figure V-16.

L'examen du tableau V-8 révèle que les écoulements obtenus à partir de la géométrie reconstituée sont en moyenne supérieurs à ceux obtenus sur la géométrie d'interface réelle (cf. Tableau V-7), ce qui s'explique par des ouvertures de l'interface plus importantes dans la zone où sont situés les défauts. De plus, la configuration des ouvertures, liée au type de pneumatique qui a marqué la surface de l'argile, donne naissance à plus de chemins connectés, ce qui constitue un facteur accroissant pour l'écoulement. Seule la position au nœud "m" donne un faible débit, car elle est située sur une zone de contact entre l'argile compactée et la géomembrane. Les vitesses de fluide obtenues pour différentes simulations faisant varier la position du défaut sont présentées sur la figure V-17 :

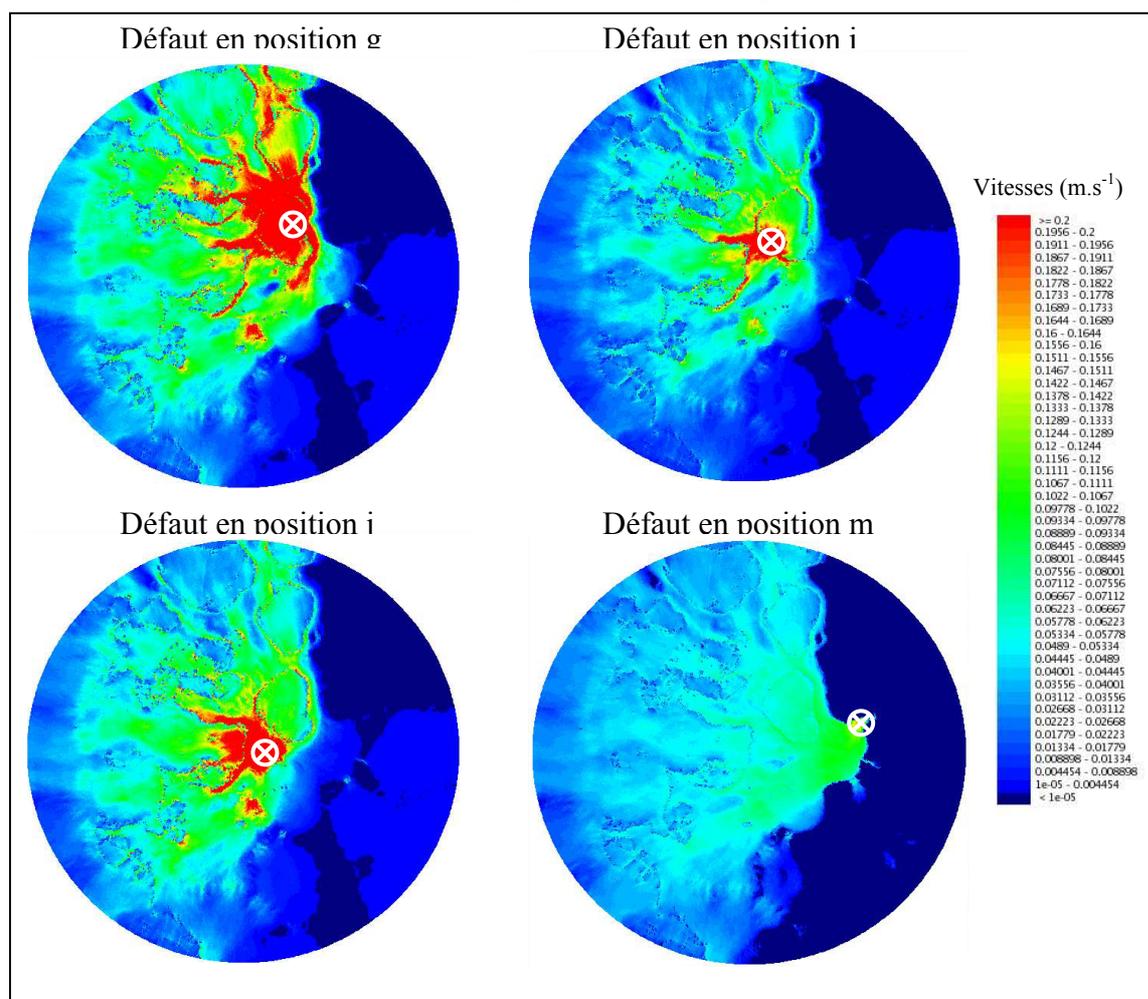


Figure V-17 : Vitesses du fluide dans l'interface reconstituée en fonction de la position du défaut

L'apparence des cheminements de plus fortes vitesses de fluide est assez semblable pour les différents cas analysés dont quatre sont illustrés sur la figure V-17, seules les valeurs des vitesses elles-mêmes sont variables. L'influence de la position du défaut est donc, pour cette configuration géométrique d'interface reconstituée, tout aussi importante que dans l'exemple précédant mais elle se manifeste plutôt par des variations de vitesse du fluide suivant l'ouverture locale et sa connectivité que par des cheminements très variables, comme sur la figure V-15.

6. Simulations de flux dans une interface d'étanchéité composite comprenant un géotextile à l'interface

Il est possible, à partir des données d'ouverture des interfaces mesurées et des données dont nous disposons sur les géotextiles, de simuler numériquement la présence des différents produits étudiés dans le chapitre IV à l'interface. La présence d'un géotextile à l'interface a pour conséquence :

- de faire disparaître les zones de contact de l'interface, puisque la géomembrane sera toujours séparée du sol d'une épaisseur correspondant au moins à celle du géotextile dans ces conditions;
- de combler le vide dans les zones ouvertes, partiellement ou totalement suivant l'épaisseur locale de l'interface.

Pour simuler la présence d'un géotextile à l'interface, nous avons modifié les fichiers épaisseur et perméabilité qui avaient été utilisés pour calculer l'écoulement dans l'interface sous une contrainte de 64 kPa. Le fichier épaisseur a été modifié de façon à ce que toutes les valeurs d'ouverture inférieures à l'épaisseur du géotextile sous 64 kPa soient remplacées par celle-ci (cf. Tableau IV-3). Pour la conductivité hydraulique, les modifications à apporter au fichier sont plus complexes :

- pour les zones d'ouverture de l'interface inférieures à la valeur d'épaisseur du géotextile, la perméabilité est celle du géotextile sous contrainte (cf. Tableau V-9);
- pour les zones d'ouverture de l'interface supérieures à l'épaisseur du géotextile, il faut utiliser une conductivité équivalente qui tienne compte à la fois du flux dans le plan du géotextile mais aussi du flux dans l'espace libre si l'ouverture locale est supérieure à l'épaisseur du géotextile sans contrainte (le géotextile ne remplit alors pas la totalité de l'interface). Ce cas est illustré par la figure V-18.

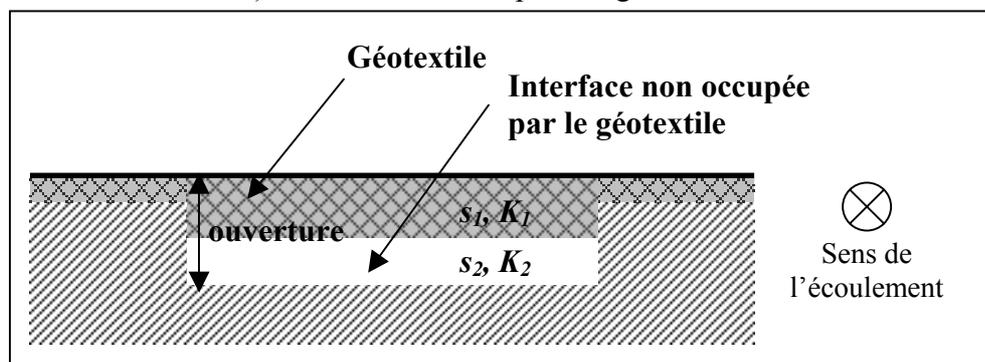


Figure V-18 : Illustration du cas où l'ouverture de l'interface est supérieure à l'épaisseur du géotextile, qui ne comble pas totalement l'ouverture.

Le calcul de la conductivité équivalente se fait, pour les zones tel qu'indiqué sur la figure V-15, selon la relation suivante :

$$K_{\text{eq}} = \frac{\sum_{i=1}^n K_i \times s_i}{\sum_{i=1}^n s_i} = \frac{K_1 s_1 + K_2 s_2}{s_1 + s_2} \quad (\text{V-3})$$

comme, selon la loi cubique :

$$K_2 = \frac{\rho \times g \times s_2^2}{12\mu} \quad (\text{V-4})$$

alors :

$$K_{\text{eq}} = \frac{K_1 \times s_1 + (\text{ouverture} - s_1)^3 \times \frac{\rho g}{12\mu}}{\text{ouverture}} \quad (\text{V-5})$$

Les valeurs adoptées pour K_1 et s_1 , la perméabilité et l'épaisseur du géotextile, ont été calculées et mesurées respectivement pour les 3 produits. Les épaisseurs sous contraintes sont celles qui sont indiquées dans le tableau IV-3 et les perméabilités ont été calculées à partir des mesures de capacité de débit dans le plan.

Le tableau V-9 présente le résultat des calculs effectués par le code Metis pour les trois cas correspondants aux géotextiles GA, GB et GC, ainsi que le résultat de la simulation sur interface classique sous 64 kPa :

Simulation	Perméabilité du géotextile sous 64 kPa ($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	Épaisseur du géotextile (mm)	Débit d'interface simulé ($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$)
Géotextile GA	4×10^{-4}	2,8	$4,39 \times 10^{-7}$
Géotextile GB	1×10^{-3}	3,5	$1,49 \times 10^{-6}$
Géotextile GC	1×10^{-4}	0,4	$4,60 \times 10^{-8}$
Interface classique	-	-	$2,68 \times 10^{-12}$

Tableau V-9 : Comparaison des flux calculés pour le cas où un géotextile occupe l'interface

L'analyse des résultats montre que numériquement, la présence d'un géotextile augmente de façon très importante le débit de fuite dans l'interface puisque celui-ci passe de $10^{-12} \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ à environ $10^{-7} \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$. Ceci s'explique par le fait que les points de contact, nombreux dans l'interface sous 64 kPa (cf. Figure V-11), sont remplacés par des zones de conductivité hydraulique forte correspondant à celle du géotextile, d'où un débit engendré significativement plus élevé. Ce résultat va dans le sens de ceux qui ont été obtenus en colonne d'essai métrique (voir Chapitre IV-6.3), où nous avons démontré que la présence d'un géotextile augmentait systématiquement les débits de fuite dans le dispositif d'étanchéité composite.

La comparaison des résultats numériques obtenus pour les différents géotextiles testés montre que les débits obtenus sont liés à la perméabilité du géotextile, de façon logique : le plus élevé est celui issu du géotextile GB, qui est le plus épais et le plus perméable. Le débit

obtenu en présence du géotextile GA vient ensuite, puis GC qui est nettement plus faible que les précédents, ceci étant lié à sa très faible épaisseur.

L'observation des vitesses du fluide dans l'interface dans laquelle la présence d'un géotextile est simulé montre qu'elles décroissent rapidement à partir du défaut et de manière axisymétrique. On constate alors une répartition des vitesses quasi-radiale, comme le montre la figure V-19.

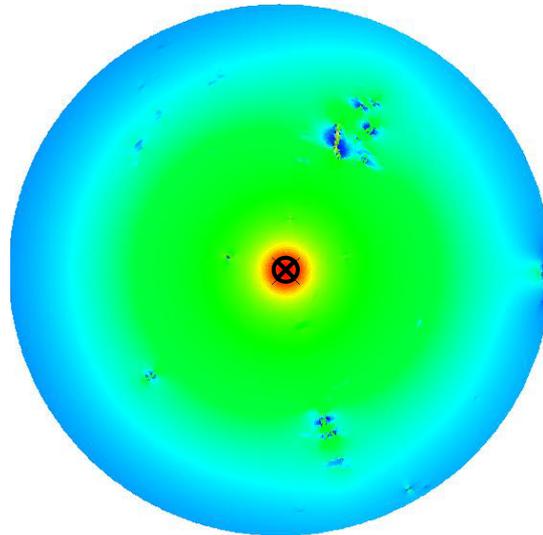


Figure V-19 : Répartition des vitesses du fluide dans l'interface occupée par le géotextile GA, sous une contrainte mécanique de 64 kPa.

On constate que la présence du géotextile, par la modification des ouvertures de l'interface qu'il provoque, efface totalement les effets de la topographie irrégulière de la surface d'argile compactée et tend à uniformiser l'écoulement. Le flux qui intervient dans ce cas est alors très proche du cas d'une interface d'épaisseur uniforme dans lequel il se fait de façon radiale (cf. Chapitre II). Il faut cependant remarquer que ceci n'intervient qu'avec les géotextiles GA et GB qui ont une épaisseur importante et pour lesquels les zones d'ouvertures supérieures à l'épaisseur du géotextile, où la conductivité hydraulique équivalente intervient, sont quasi inexistantes.

Le cas du géotextile GC est différent, car son épaisseur très limitée provoque l'existence de zones où la conductivité équivalente intervient et l'apparence des vitesses du fluide n'est plus radiale et suit alors beaucoup plus les ouvertures de l'interface, comme on le voit sur la figure V-20.

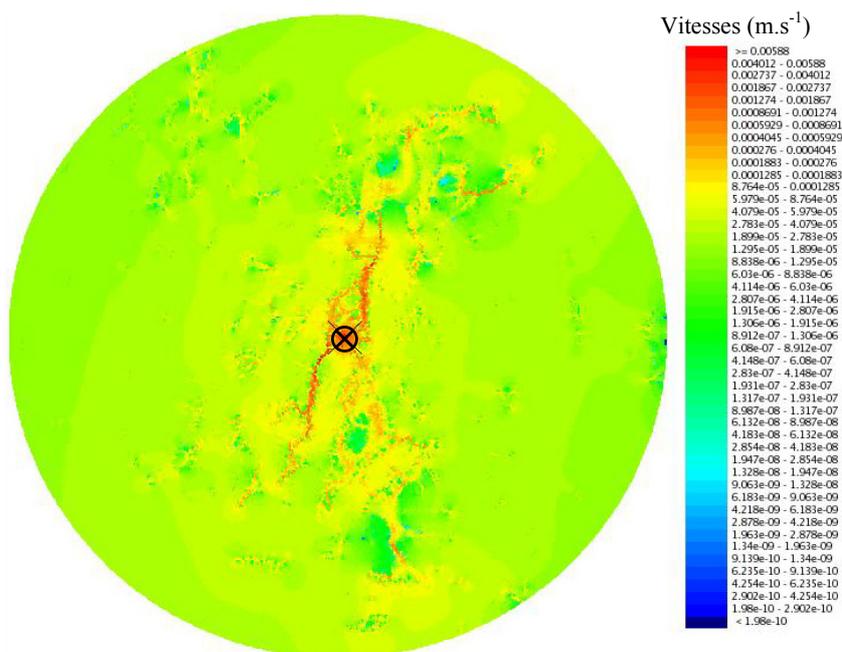


Figure V-20 : Répartition des vitesses du fluide dans l'interface occupée par le géotextile GC, sous une contrainte mécanique de 64 kPa.

7. Comparaison des simulations numériques réalisées avec les données expérimentales

Les résultats obtenus dans ce chapitre par simulation numérique doivent être comparés aux données expérimentales afin de déterminer si le modèle et le code de calcul associé que nous avons utilisé sont adaptés à la quantification et à la prédiction de débits de fuite dans des dispositifs d'étanchéité composite.

Nous disposons de trois paramètres qui peuvent être utilisés pour confronter les résultats numériques aux données expérimentales : le débit traversant le défaut dans la géomembrane, le temps d'apparition du fluide à la périphérie du système et le cheminement emprunté par l'écoulement, qui avait été rendu visible sur les essais en colonne par l'utilisation d'un colorant bleu. Nous allons voir que les comparaisons ne peuvent malheureusement que rarement s'effectuer sur les trois paramètres simultanément.

7.1 Comparaison dans le cas d'une interface de dispositif d'étanchéité classique

Dans le cas d'une interface de dispositif d'étanchéité où la géomembrane repose sur le sol argileux, nous disposons des données expérimentales et numériques pour deux cas, correspondant à des contraintes mécaniques appliquées au système de 6 et 64 kPa respectivement.

Nous avons expliqué précédemment que le protocole d'acquisition de la géométrie d'interface par le silicone requiert un recalage dû à la surépaisseur introduite par le silicone. Par conséquent, nous avons utilisé le débit expérimental pour recalibrer les ouvertures

d'interface dans les simulations numériques et ce paramètre débit ne peut donc plus servir de base de comparaison.

En revanche, les vitesses de fluide dans l'interface et la propagation du traceur peuvent être comparées avec le marquage au bleu de Coomassie sur les essais expérimentaux, et le temps nécessaire à l'apparition du fluide en périphérie, suivi en régime transitoire, peut lui aussi être comparé aux observations lors des essais.

L'examen des figures V-10 et V-11 révèle que les simulations numériques semblent reproduire un mécanisme hydrodynamique proche des phénomènes que nous avons constatés en colonne d'essais. Pour le cas de l'interface sous 6 kPa, le marquage au bleu de Coomassie des zones de plus fortes ouvertures (cf. Figure III-4) où le fluide s'est écoulé sont bien reproduites numériquement, puisque l'on observe assez nettement des cheminements préférentiels sur la figure V-10 qui suivent les traces de pneumatique. Lors de l'essai au laboratoire, le premier écoulement était apparu environ 60 secondes après l'alimentation du défaut par le vase de Mariotte. Numériquement, le suivi du traceur en régime transitoire indique que celui-ci a atteint la bordure du système 80 secondes après le début du calcul, soit dans un temps très proche.

Pour le cas de l'interface sous 64 kPa, la figure V-12 illustre bien la lenteur de l'écoulement à l'interface. Ce très faible débit, nous l'avons également constaté lors de l'essai en colonne ce qui nous avait contraint à poursuivre la mesure de débit de fuite sur une très longue période de 90 jours. La tâche de bleu observée en fin d'essai était de 1 cm de diamètre approximativement. A la date proche de 10^7 s (équivalent de 115 jours), le traceur simulé numériquement a peu progressé dans l'interface (cf. Figure V-12) et le fait que la « tâche virtuelle » soit plus étendue est certainement lié au fait que nous avons négligé l'infiltration verticale dans les simulations numériques. La cinématique de l'écoulement est assez bien respectée.

En conclusion à propos de ces écoulements dans des interfaces classiques, les simulations numériques reproduisent de façon satisfaisante le phénomène hydrodynamique de fuite que nous avons observé expérimentalement. On peut considérer la démarche numérique comme valide pour simuler l'écoulement de fluide dans l'interface d'un dispositif d'étanchéité composite. En perspectives des aspects modélisation de ce travail, il semble possible d'espérer que la méthode et le code numérique associé pourront être utilisés pour de la prévision de débit sur des cas qui n'ont pas été traités expérimentalement.

7.2 Comparaison pour le cas où un géotextile occupe l'interface

Pour le cas où un géotextile est présent à l'interface, nous ne disposons pas de connaissances sur le déplacement du fluide dans l'interface occupée par le géotextile mais nous disposons par contre des mesures de débit et du temps d'apparition du fluide en périphérie comme paramètres aptes à comparer résultats expérimentaux et numériques.

La comparaison avec la figure IV-28 est intéressante. Pour des interfaces simulées censées reproduire les essais expérimentaux réalisés dans le paragraphe IV-6.3.3.1, nous avons obtenu des résultats de débit simulés proches des débits initiaux en colonne hydraulique. Le débit simulé le plus important est celui avec le géotextile GB, puis GA et enfin GC. Lorsque l'on observe l'agencement des courbes en début de mesure hydraulique sur

la figure IV-28, on s'aperçoit que pour les géotextiles pré-hydratés (ce sont eux qu'il faut comparer puisque l'interface est saturée dans les simulations numériques), le débit le plus élevé est celui d'une interface comblée par GB et que sa valeur est de l'ordre de $2 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. La courbe mesurée en présence du géotextile GA est située juste en dessous avec un débit initial de $3 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Le géotextile GC a produit quant à lui un débit de fuite de l'ordre de $1 \times 10^{-8} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Ces valeurs sont assez proches des débits numériques indiqués dans le tableau V-9.

En revanche à plus long terme les débits mesurés expérimentalement pour les géotextiles GA et GB décroissent rapidement et se rejoignent sur la figure IV-28, en se stabilisant au régime permanent vers une valeur de $5 \times 10^{-8} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Le débit dans l'interface comblée par le géotextile GC est proche de $5 \times 10^{-9} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. A plus long terme, les débits simulés surestiment donc de façon importante l'écoulement dans l'étanchéité composite. Ceci est lié au fait que dans l'essai hydraulique, les géotextiles partent bien d'un état saturé mais que dans le temps ils se désaturent, comme nous l'avons expliqué dans le quatrième chapitre. Leur conductivité hydraulique baisse alors de façon importante et le débit mesuré au vase de Mariotte enregistre une chute significative. Les simulations numériques étant réalisées en conditions de saturation totale, la conductivité hydraulique de l'interface ne varie pas au cours du temps. Par conséquent, il est logique que les résultats simulés soient assez comparables aux résultats expérimentaux en début d'essai seulement, lorsque les géotextiles étaient saturés. Les simulations réalisées ne peuvent pas prendre en compte la baisse de conductivité hydraulique des géotextiles au cours du temps. De plus, le fait que l'infiltration du fluide dans la barrière minérale soit négligée dans les simulations contribue aussi à ce que les simulations surestiment le débit, comme cela a été déjà mentionné. Cependant, vu la durée des essais, ce phénomène ne peut pas être la cause principale de l'écart constaté, mais il serait à prendre en compte pour des prévisions à plus long terme.

En conclusion, les simulations réalisées sur des cas où un géotextile est présent à l'interface rendent globalement bien compte des phénomènes que nous avons observés expérimentalement à l'échelle 1m : la présence du géotextile augmente le débit de fuite dans l'étanchéité composite, les débits sont plus importants lorsque le produit est épais, et la suppression des points de contact entre la géomembrane et l'argile compactée modifie complètement la manière dont se fait l'écoulement dans l'interface. Les simulations réalisées sont comparables en termes de débit aux mesures effectuées en début d'essai sur les colonnes. La modélisation du système effectuée est donc valide pour simuler les phénomènes hydrodynamiques d'écoulement dans l'interface, dans le cas où celle-ci demeure saturée.

8. Comparaison des résultats numériques avec les prédictions par solution analytique

Dans les paragraphes précédents, nous avons vérifié la validité de notre approche pour simuler les écoulements dans les dispositifs d'étanchéité composite dont la géomembrane comporte un défaut. Nous pouvons maintenant comparer les prévisions obtenues par simulation numérique à celles que l'on peut calculer au moyen des solutions analytiques présentées dans le second chapitre de la thèse.

Nous avons donc calculé le débit à partir de la solution analytique pour un écoulement axisymétrique avec une condition limite de type suintement, correspondant à l'équation II-36. Le calcul a été réalisé pour d'excellentes, de bonnes et de mauvaises conditions de contact.

On remarque dans la bibliographie présentée dans le second chapitre qu'il n'est jamais fait mention directe d'une relation entre les conditions de contact et la charge mécanique appliquée au dispositif d'étanchéité. Il semble considéré implicitement que les trois conditions de contact concernent des dispositifs en fonctionnement dans l'ouvrage, sous une certaine contrainte mécanique mais celle-ci n'est jamais précisée. Les débits analytiques obtenus sont présentés dans le tableau V-10.

Condition de contact	Charge hydraulique (m)	Transmissivité d'interface (m ² .s ⁻¹)	Débit de fuite calculé (m ³ .s ⁻¹)
Excellente	0,3	8,2×10 ⁻¹⁰	3,0×10 ⁻¹⁰
Bonne	0,3	3,2×10 ⁻⁹	1,1×10 ⁻⁹
Mauvaise	0,3	2×10 ⁻⁸	7,1×10 ⁻⁹

Tableau V-10 : Débits de fuite calculés analytiquement pour une interface de géométrie axisymétrique et de transmissivité uniforme

L'analyse du tableau IV-10 montre que la gamme de prévisions que l'on peut effectuer en utilisant la solution analytique du cas axisymétrique est assez différente des débits prévisionnels calculés numériquement pour différentes positions de défauts sur une interface sous 6 kPa (cf. Tableau V-7). En effet, les débits numériques étaient bien plus élevés, mais il est vrai que les jeux de données d'ouverture et de perméabilité correspondent à une interface peu fermée, dans lesquels les écoulements se sont fait avec beaucoup de facilité. La comparaison avec la simulation numérique pour une interface sous 64 kPa ne peut être réellement établie car cette simulation, tout comme l'essai expérimental, n'a pas donné lieu à un véritable écoulement d'interface.

Par contre, on peut comparer les prévisions par solution analytique pour les différentes conditions de contact avec les série de simulations effectuées en faisant varier la position du nœud sur la géométrie d'interface artificielle de la Figure V-16. Les débits d'interface ont été reportés sur la figure V-21.

Les débits simulés reportés sur la Figure V-21 sont tous largement supérieurs aux prévisions que l'on peut obtenir par solution analytique dans des conditions axisymétriques et d'interface uniforme. Le débit depuis le nœud "m", qui est situé sur une zone de très faible ouverture, équivaut au débit que l'on obtiendrait dans de mauvaises conditions de contact. Les débits obtenus dans les autres cas sont très nettement supérieurs. Il est cependant difficile de juger de la validité des prévisions pour ce cas car il s'agit d'une géométrie totalement artificielle, reconstituée d'après des données de rugosimétrie.

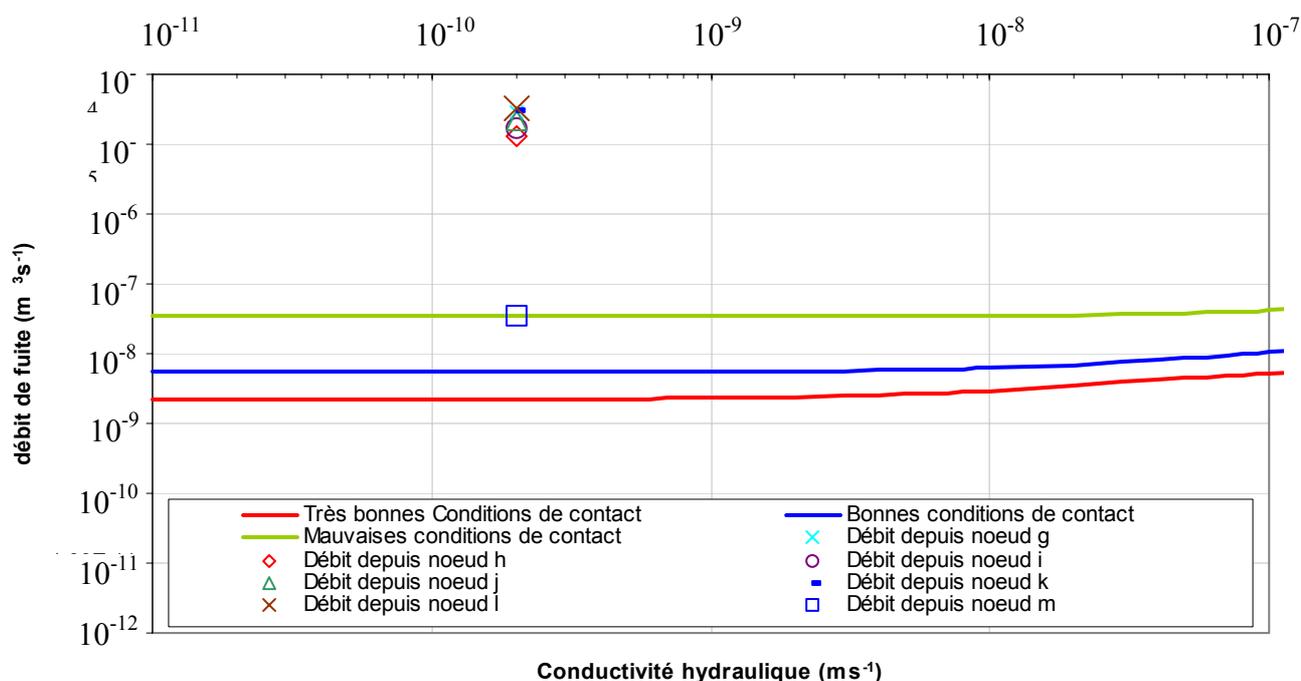


Figure V-21: Comparaison des prévisions de débit numérique pour les positions de nœuds de la Figure V-16 avec les courbes $T=f(K)$ pour les différentes conditions de contact

La comparaison avec les trois conditions de contact sol-géomembrane au moyen des équations empiriques de Touze-Foltz et Giroud (2004), présentées dans le chapitre II n'est pas effectuée ici. En effet, les équations empiriques s'appliquent dans des conditions de terrain, c'est à dire pour une condition limite qui n'est pas de type suintement comme dans les essais hydrauliques et les simulations numériques. Les équations empiriques ne sont donc pas valides dans le cas d'une condition limite telle que celle de notre étude. Par conséquent la comparaison des résultats ne présente guère d'intérêt.

9. Conclusion

Ce chapitre a présenté les résultats des études numériques qui ont été menées sur la simulation des écoulements dans les dispositifs d'étanchéité composite. La première partie, consacrée à l'étude de l'importance de la prise en compte de la non-saturation de la barrière minérale, a montré que ce paramètre ne semble pas devoir être nécessairement pris en compte.

La seconde partie de l'étude, focalisée sur les phénomènes hydrodynamiques dans l'interface à partir du défaut dans la géomembrane, a montré que le modèle utilisé reproduit un comportement valide par rapport à ce que nous connaissons expérimentalement du flux. Cependant, nous avons négligé dans notre approche le couplage avec la barrière minérale et surtout, nous avons travaillé sur des interfaces initialement saturées. Nous savons qu'une interface n'est en réalité pas saturée initialement et ce point devra être au centre des efforts pour la suite de ce travail.

Pour l'utilisation future du modèle présenté, il sera donc possible de considérer la barrière minérale comme saturée mais il faudra tenir compte de l'état initial non-saturé de l'interface. Le couplage du transfert entre l'interface et l'argile devrait se faire sans difficulté sous forme d'un terme puits et uniquement à partir des zones concernées par l'écoulement dans l'interface.

Conclusion générale, préconisations pour la réduction des transferts advectifs dans les dispositifs d'étanchéité composite et perspectives

Le transport advectif de lixiviat à travers les défauts qui existent dans les géomembranes des dispositifs d'étanchéité composites en fond d'installation de stockage de déchets ménagers constitue un vaste sujet qui nécessite des efforts de recherche tant au niveau théorique qu'au niveau expérimental.

Les objectifs de ce travail de thèse étaient de quantifier la variabilité spatiale de l'interface qui existe au sein d'un dispositif d'étanchéité composite et de développer à partir des observations effectuées un nouveau modèle d'écoulement capable de prendre en compte cette interface non-uniforme.

Le premier chapitre a replacé l'interface dans son contexte et a explicité à la fois les causes de son existence et de sa non-uniformité. Les matériaux utilisés pour la constitution du système d'étanchéité composite ont aussi été présentés en détail à ce niveau.

La synthèse bibliographique réalisée dans le chapitre II constitue un état de l'art sur la quantification des débits dans les dispositifs d'étanchéité composite et une synthèse des outils de prédiction disponibles. Nous avons insisté en particulier sur leurs limites vis-à-vis de la prise en compte de la géométrie réelle de l'interface alors que dans le même temps celle-ci a été clairement identifiée comme étant absolument nécessaire pour la quantification fine et la compréhension des processus de fuite des étanchéités composites.

Le nouveau modèle développé, présenté dans le chapitre III, fait appel au domaine de l'écoulement dans les fractures situées dans une matrice poreuse et permet de s'affranchir totalement de la notion de coefficient de contact nécessaire dans les travaux antérieurs. L'interface y est considérée comme un milieu poreux bidimensionnel dans lequel le fluide s'écoule tout en s'infiltrant dans le milieu poreux qui borde la fracture. L'ouverture de l'interface est traitée par la loi cubique appliquée à l'échelle locale et le transfert dans le milieu poreux peut être calculé en conditions non-saturées, ce qui est important car il n'existe pas de certitudes sur la saturation totale de la barrière minérale. Le code numérique qui permet de réaliser les calculs suivant le modèle est validé sur des configurations géométriques de non-uniformité d'interface pour lesquelles il existe des solutions analytiques. Le modèle retenu n'est assurément pas l'unique façon de traiter la question de l'écoulement dans l'interface du dispositif d'étanchéité composite. Cependant, nous avons finalement traité de façon séparée les aspects du flux dans des géométries d'interface réelles et le transfert non-saturé dans la barrière minérale, mais le modèle adopté est en mesure, et cela constitue l'une des perspectives de ce travail, de prendre en compte les deux phénomènes à la fois, ce qui n'est pas le cas pour la grande majorité des autres modèles.

La quatrième partie de la thèse a été consacrée à la présentation de l'ensemble des expérimentations hydrauliques qui ont quantifié les débits et la variabilité spatiale de l'interface. Nous avons introduit dans nos essais à l'échelle métrique deux types de paramètres qui les rendent plus proches des conditions réelles d'un fond d'installation de stockage de déchets que les études précédentes: (1) la contrainte mécanique appliquée, qui a permis de

simuler la présence d'une hauteur de déchet atteignant 15 m environ et (2) l'état de surface de la barrière minérale, qui a été reproduite en colonne d'essais d'après des moulages sur site.

La forte variabilité spatiale de l'ouverture de l'interface a été quantifiée grâce au protocole développé. Les modifications qui interviennent sous l'action de la contrainte mécanique appliquée à l'ensemble du dispositif d'étanchéité composite ont pu aussi être observées. Ces données ont été utilisées par la suite pour les simulations numériques d'écoulement.

La question de l'influence de la présence d'un géotextile à l'interface sur l'augmentation ou la diminution du débit traversant le défaut dans la géomembrane devait être traitée pour compléter ce travail de thèse car l'enquête que nous avons menée a révélé que la pratique de pose d'un géotextile sous la géomembrane est très courante en France. Les deux produits géotextiles les plus fréquemment utilisés ont été étudiés, ainsi qu'un autre type de géotextile, thermolié et de très faible épaisseur, qui pourrait constituer une solution alternative.

L'étude a été réalisée à l'aide de trois dispositifs expérimentaux de dimension et de conditions différentes, évaluant le comportement hydrodynamique des géotextiles à l'interface avec des degrés de réalisme croissants, se rapprochant au maximum pour le dispositif en colonne métrique des conditions régnant en fond d'installation de stockage de déchets. Les résultats obtenus montrent que l'essai normalisé de mesure de capacité de débit dans le plan des géotextiles, même adapté, ne peut pas être utilisé pour effectuer un calcul prédictif de débit valable. Les conclusions tirées des essais en cellule de transmissivité (diamètre 20 cm) et en colonnes d'essais (diamètre 1m) ne sont pas identiques. En cellule de transmissivité, sur un sol argileux plan, la présence d'un géotextile augmente le débit de fuite, mais si l'état de sol est très irrégulier le géotextile limite le flux d'interface, surtout si le produit est épais. L'état de surface de la barrière minérale semble donc être un paramètre de première importance. En colonne d'essai métrique et pour un état de surface que nous nous sommes attachés à rendre conforme à la réalité du terrain, la présence d'un géotextile a systématiquement un impact négatif sur le phénomène de fuite à travers le défaut de la géomembrane, car le flux est accru. Cependant, nous avons constaté à cette échelle des différences de comportement majeures entre des géotextiles qui semblent pourtant semblables selon les caractéristiques habituellement données par les fiches techniques. Ces différences de comportement proviennent du fait que les géotextiles sont dans un état de non-saturation lors du processus de fuite et que leurs caractéristiques s'en trouvent profondément modifiées. L'un des produits, de comportement hydrophobe, produit ainsi de façon surprenante un faible écoulement à l'interface.

Quelles sont les conclusions pratiques que l'on peut tirer du chapitre IV consacré aux essais expérimentaux ? Tout d'abord, il apparaît que l'état de surface de la barrière minérale d'un fond d'installation de stockage de déchets doit recevoir un très grand soin de conception et aussi de finition. En effet, l'état de surface est l'un des paramètres, avec la planéité de la géomembrane, qui va déterminer si un flux peut s'écouler dans l'interface sur une zone d'extension importante à partir des défauts dans la géomembrane. Il est vrai que la forte contrainte mécanique appliquée par le poids des déchets a pour conséquence de réduire l'interface et d'augmenter le contact entre la géomembrane et le sol. Cependant, cela ne doit pas dispenser de tout mettre en œuvre pour éviter un état de la barrière minérale irrégulier car les zones de marquage les plus prononcées constitueront des localisations de zones à fort débit potentiel si un ou des défauts dans la géomembrane se situent à leur niveau.

Concernant la pratique de pose d'un géotextile, nos résultats obtenus dans les conditions expérimentales les plus réalistes par rapport aux sites d'ISD semblent indiquer qu'un géotextile à l'interface ne peut qu'accroître le débit en cas de géomembrane endommagée. Un géotextile fin de type thermolié semblerait préférable en cas de nécessité de pose. Mais nous avons raisonné à l'échelle d'un défaut seul et notre étude manque d'une information nécessaire pour pouvoir raisonner à l'échelle du casier, qui est de savoir si la pratique de pose contribue à diminuer la densité de défauts. La question évoquée à la fin du chapitre IV est donc de savoir laquelle de ces situations limite l'impact éventuel d'une ISD sur le milieu environnant : celle d'un dispositif d'étanchéité sans géotextile à l'interface avec une certaine densité de défaut et un faible flux (d'extension limitée) à travers chacun d'eux, ou celle d'un dispositif d'étanchéité comprenant un géotextile, avec une densité de défauts réduite mais un flux plus important à travers chaque défaut de par la présence du géotextile ? Cette question ouvre des perspectives d'étude à l'échelle de l'ISD, mais demande une connaissance quantifiée de l'impact de la pose de géotextile sur la réduction du nombre de défauts dans la géomembrane. Nous espérons que le développement des méthodes de détection de fuite et que le retour d'expérience de poseurs de géosynthétiques et d'exploitants apportera des éléments de réponse dans le futur.

Les simulations d'écoulement suivant le modèle retenu ont été effectuées dans le cinquième chapitre. L'étude numérique a été menée en deux parties. La première, réalisée sur une interface uniforme a permis de déterminer que la prise en compte de la non-saturation n'est pas nécessaire et que l'on peut considérer que l'emploi d'un terme puits de l'interface vers la barrière calculé selon la loi de Darcy suffit. A partir de ce résultat, nous avons choisi de négliger le transport advectif dans la barrière dans la seconde partie de l'étude, pour se concentrer sur la simulation fine des écoulements dans des interfaces de géométries réelles (obtenues suite aux expérimentations du chapitre IV). L'analyse des résultats de simulations et la comparaison avec les observations réalisées lors des essais expérimentaux indique que le modèle rend bien compte des phénomènes hydrodynamiques qui interviennent lors d'un processus de flux à partir d'un défaut: le fluide ne se déplace pas à vitesse constante dans l'interface mais montre au contraire des cheminements préférentiels suivant les zones de plus fortes ouvertures connectées.

L'influence de la position du défaut par rapport à la répartition des ouvertures connectées, qui avait été perçue dans des travaux expérimentaux antérieurs, a été illustrée par les simulations réalisées. Les calculs simulant la présence d'un géotextile sous contrainte à l'interface ont fourni des résultats qui sont conformes à ce qui a été observé lors des essais expérimentaux en colonne de 1 m de diamètre et qui montrent comment la présence d'un géotextile atténue l'effet de la surface du sol argileux vis-à-vis du flux.

Des simulations qui coupleraient le transfert d'interface et l'infiltration dans le sol sont à réaliser en perspective du travail numérique effectué. Sous sa forme actuelle, l'outil développé est encore limité si l'on se fixe comme objectif une modélisation du débit de fuite à l'échelle d'un fond de casier ou d'alvéole d'ISD. En effet, la condition limite dans notre étude expérimentale et numérique ne représente pas celle qui existe sur le terrain, où le fluide s'écoulant dans l'interface ne subit pas réellement d'effet de bord mais stoppe sa progression sous l'effet combiné de la perte de charge et de l'infiltration verticale dans la barrière.

Un autre aspect qui n'a pas pu être mené à terme est la corrélation qui reste à établir entre un état de surface, caractérisé par des paramètres tels que ceux qui ont été proposés dans

le chapitre IV ou d'autres plus complexes, et le débit d'interface auquel on peut s'attendre si la géomembrane située au-dessus de cette géométrie comporte un défaut.

Un effort important reste encore à fournir pour parvenir à un outil de prévision globale, comprenant plusieurs défauts, de types différents et interagissant éventuellement entre eux. Mais la démarche adoptée a contribué à comprendre les mécanismes qui entrent en jeu et propose une démarche pour traiter la question de la prise en compte de la variabilité spatiale de l'interface.

BILIOGRAPHIE CITEE DANS LE DOCUMENT

Abdel-Salam, A. (1995). “Modeling of contaminant / colloid transport and saturated flow in fractured media”. PhD Thesis, University of California Irvine, USA, 187p.

Abdel-Salam, A., Chrysikopoulos, V. (1996). “Unsaturated flow in a quasi-three-dimensional fractured medium with spatially variable aperture”. *Water Resources Research* 32(6), 1531-1540.

Abelin, H., Bigersson, L., Wider, H., Agren, T., Moreno, L., Neretnieks, I. (1994). “Channeling experiments in crystalline fractured rocks”. *Journal of Contaminant Hydrology* 15(3), 129-158.

Abelin, H., Bigersson, L. (1991). “A large-scale flow and tracer experiment in granite. Part 1- Experimental design and flow distribution”. *Water Resources Research* 27 (12), 3107-3117.

Abelin, H., Bigersson, L. (1988). “A Channeling experiment to study flow and transport in natural fractures”. Source non précisée.

Abelin, H., Neretnieks, I., Tunbrant, S., Moreno, L. (1985). “Final report of the migration in a single fracture – Experimental results and Evaluation” – Stripa Proj. Sven. Karnbransleforsorjning Tech. Report 85-03 Nucl. Fule Safety Proj., Stockholm, Suède.

Adler, P.M., Thovert, J.F. (1999). “Fractures and fracture networks”. Dans Theory and applications of transport in porous media, Kluwer Academic Publishers, 429 p.

Auradou, H. (1999). “Quelques processus physiques au voisinage d’une surface auto-affine”. Thèse de doctorat de l’Université de Rennes-I, 180 p.

Aydin, A. (2001). “Fracture void structure : Implications for flow, transport and deformation”. *Environmental Geology* 40(6), 672-677.

Babadagli, T. (1994). “Injection rate controlled capillary imbibition transfer in fractured medium”. *Society of Petroleum Engineers 69th Annual Conference and Exhibition*, New Orleans, USA.

Barone, F.S., Rowe, R.K., Quigley, R.M. (1992). “A laboratory estimation of diffusion and adsorption coefficients for several volatile organics in a natural clayey soil”. *Journal of Contaminant Hydrology* 10 (3), 225-250.

Batali Comeaga, L. (1997). “Dispositifs d’étanchéité par géosynthétiques bentonitiques dans les centres de stockage de déchets ». Thèse de doctorat de l’INSA de Lyon, 297p.

Beech, J.F., Cargill, K.W., Huff, W.J. (1998). “Evaluation of liner system performance using liquids management data”. *Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics*, Atlanta (USA) - Mars 1998, (1) 269-272.

- Benson, C.H., Daniel, D.E., Boutwell, G.P. (1999).** “Field performance of compacted clay liners”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, (5), 390-403.
- Berkowitz, B. (2002).** “Characterizing flow and transport in fractured geological media : a review”. *Advances in Water Resources* (25), 861-884.
- Berkowitz, B., Balberg, I. (1993).** “Percolation theory and its applications to groundwater hydrology”. *Water Resources Research* 29(4), 775-794.
- Bernabé, Y., Olson, J.F. (2000).** “The hydraulic conductance of a capillary with a sinusoidal varying cross-section”. *Geophysical Research Letters* 27(2), 245-248.
- Berroir, G., Weber, F. Et al. (1997).** “Performance of bottom lining systems in a MSW landfill”. *Sardinia '97, 6th International Landfill Symposium*, Cagliari, Italy, (3) 251-258.
- Bertels, S., Di Carlo, D., Blunt, M. (2001).** “Measurements of aperture distribution, capillary pressure, relative permeability, and in situ saturation in a rock fracture using computed tomography scanning”. *Water Resources Research* 37(3), 649-662.
- Bertuzzi P., Caussignac J.M., Stengel, P. et al. (1990).** “An Automated, Non-contact Laser Profile Meter for Measuring Soil Roughness in situ”. *Soil Science* 149(3), pp169-178.
- Bessières, A. (2003).** “Compréhension du comportement hydraulique à différentes échelles des étanchéités composites d’Installations de Stockage de déchets”. Mémoire de fin d’études de L’Ecole des Métiers de l’Environnement, Rennes, 125p.
- Bhasin, R.N., Lovell, C.W. (1981).** “Distribution of porosity in compacted clays”. ICSMFE, Stockholm, Suède.
- Bigerelle, M., Najjar, D., Iost, A. (2003).** “Relevance of roughness parameters for describing and modelling machined surfaces”. *Journal of Materials Science* 38(11), 2525-2536.
- Bodin, J., Delay, F., De Marsily, G. (2003).** “Solute transport in a single fracture with negligible matrix permeability 1- fundamental mechanisms 2- mathematical formalism”. *Hydrogeology Journal* (11) 418-454.
- Boffa J.M., Allain C., Hulin J.P. (2000).** “Experimental analysis of self-affine fractured rock surfaces through shadow length measurements”. *Physica A* 278 (1-2), 65-86.
- Boffa, J.M., Allain, C., Chertcoff, R., Hulin, J.P., Plouraboué, S., Roux, S. (1999).** “Roughness of sandstone fracture surfaces – profilometry and shadow length investigations”. *European Physics Journal* (B7), 179-182.
- Bonaparte, R., Beech, J.F., Giroud, J.P. (1987).** “Background document on bottom liner performance in double-lined landfills and surface impoundments”. US EPA Report, 350p.
- Bonnet, E., Bour, O., Odling, N.E., Davy, P., Main, I., Cowie, P., Berkowitz, B. (2001).** “Scaling of fracture systems in geological media”. *Review of Geophysics* 39(3), 347-383.

Bracci, G., Giardi, M., Paci, B. (1993). “Proposal of a standard procedure for quality control of clay liners”. *Proceedings of the Sardinia 93 Conference*, Cagliari, Italie, (1), 305-312.

Brillet, F., Marsac, P. (1985). “Mesure de la macrotexture des chaussées ». *Bull. liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 140, Nov-Déc 1985.

Brown, K.W., Thomas, J.C., Lytton, R.L., Jayawickrama, P., Bhart, S. (1987). “Quantification of leakage rates through holes in landfill liners”. *US EPA Report* CR810940.

Brown, S.R., Caprihan, A., Hardy, R. (1998). “Experimental observation of fluid flow channels in a single fracture”. *Journal of Geophysical Research* 103(B3), 5125-5132.

Brown, S.R., Stockman, H.W., Reeves, S.J. (1995). “Applicability of the Reynolds’ equation for modelling fluid flow between rough surface”. *Geophysical Research Letters* 22(18), 2537-2540.

Brown, S.R. (1989). “Transport of fluid and electric current through a single fracture”. *Journal of Geophysical Research* 94(B7), 9429-9438.

Brown, S.R. (1987). “Fluid flow trough rock joints: The effect of surface roughness”. *Journal of Geophysical Research* 94(B7), 1337-1347.

Brown, S.R., Scholtz, H. (1985). “Broad bandwidth study of the topography of natural rock surface”. *Journal of Geophysical Research* 92(B2), 12575-12582.

Brush, D.J., Thomson, N.R. (2003). “Fluid flow in synthetic rough-walled fractures: navier-Stokes, Stokes and local cubic law simulations”. *Water Resources Research* 34(9), 1085-1095.

Cartaud, F., Touze-Foltz, N., Duval, Y. (2005). “Experimental investigation of the influence of a geotextile beneath the geomembrane in a composite liner on the leakage through a hole in the geomembrane”. *Geotextiles and Geomembranes*, sous presse.

Cartaud, F., Touze-Foltz, N. (2004). “Influence of geotextiles at the interface of landfill bottom composite liners”. *Proceedings of the 3rd Geosynthetics Conference*, EuroGeo3, 1-3 Mars 2004, Munich, 495-500.

Chen, Q., Kinzelbach, W. (2002). “An NMR study of single and two-phases flow in fault gouge filled fractures”. *Journal of Hydrology* (259), 236-245.

Cho, C., Minamitani, H. (1993). A New Photometric Method using 3 Point Light Sources, *IEICE Trans. Inf. & Syst.* E76-D (8), pp898-904.

Colucci, P., Lavagnolo, M.C. (1995). “Three years field experience in electrical control of synthetic landfill liners”. *Proceedings of the Sardinia 95 Conference*, Cagliari, Italie (2), 437-452.

Comité Français des Géosynthétiques. “Guide de recommandation pour l’utilisation des géotextiles”, document sans date publié par le CFG, 64p.

- Dahan, O., Nativ, R., Adar, E.M. (1999).** “Field observation of flow in a fracture intersecting unsaturated chalk”. *Water Resources Research* 35(11), 3315-3326.
- Daniel, D.E. (1984).** “Predicting hydraulic conductivity of clay liners”. *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)*, 110(2), 285-300.
- Daoud, F.Z. (1996).** “La perméabilité des sols fins compactés”, Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine – ENSG de Nancy, 194p.
- Dardis, O., Mc Closkey, J. (1998).** “Permeability-porosity relationship from numerical simulations of fluid flow”. *Geophysical Research Letters* 25(9), 1471-1474.
- Detwiller, R.L., Rajaram, H., Glass, R.J. (2000).** “Solute transport in variable aperture fractures: an investigation of the relative importance of Taylor dispersion and macrodispersion”. *Water Resources Research* 36(7), 1611-1625.
- Diagne, M. (2003).** “Evolution de la transmissivité d’une interface d’étanchéité composite en présence d’un géotextile en fonction de l’état de surface du sol et de la contrainte appliquée”. Mémoire de DEA Université de Marne la Vallée, 31p.
- Di Federico, V. (1998).** “Non-Newtonian flow in a variable aperture fracture”. *Transport in Porous Media* (30), 75-86.
- Di Pietro, L. (1996).** “Application of a Lattice-Gas numerical algorithm to modelling water transport in fractured porous media”. *Transport in Porous Media* (22), 307-325.
- Di Pietro, L., Melayah, A., Zaleski, S. (1994).** “Modeling water infiltration in unsaturated porous media by interacting lattice gas cellular automata”. *Water Resources Research* 30(10), 2785-2792.
- Doe, T.W. (2001).** “What do drops do? Surface wetting and network geometry effects on vadose-zone fracture flow”. Dans Conceptual models of flow and transport in the fractured vadose zone, National Academic Press, Washington USA, 243-270.
- Döll, P. (1997).** “Dessiccation of mineral liners below landfills with heat generation”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 123, 1001-1009.
- Dong, W.P., Sullivan, P.J., Stout, K.J. (1994).** “Comprehensive study of parameters for characterising 3-D surface topography III: parameters for characterising amplitude and some functional properties”. *Wear* (178), 29-43.
- Douglas, J.R., Peszynska, Showalter, R.E. (1997).** “Single phase flow in partially fissured media”. *Transport in Porous Media* (28), 285-306.
- Dove, J.E. (1996).** “Particle-geomembrane interface strength behavior as influenced by surface topography”. PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, USA, 323 p.
- Drazer, G., Koplik, J. (2002).** “Transport in rough self-affine fractures”. *Physical Review E* (66), 1-16.

Drazer, G., Koplik, J. (2000). “Permeability of self-affine rough fractures”. *Physical Review E* 62 (6), 8076-8085.

Dubois, V., Ikeni, K. (2003). “Reproduction au laboratoire d'états de surface d'une barrière d'étanchéité minérale d'Installation de Stockage de Déchets”. Rapport de stage IUP Génie de l'Environnement, Université Paris VII- Denis Diderot, 43p.

Durin, L. (1999) “Transfert d'eau et de contaminants organiques dans les structures d'étanchéité synthétiques et minérales des centres de stockage de déchets ménagers ». Thèse de doctorat, Université de Paris XI - ORSAY, 290p.

Dykhuizen, R.C. (1992). “Diffusive matrix fracture coupling including the effects of channelling flow”. *Water Resources Research* 28(9), 2447-2450.

Dykhuizen, R.C. (1987). “Transport of solutes through unsaturated fractured media”. *Water Resources Research* (21), 1531-1539.

Edil, T.B. (2003). “A review of aqueous-phase VOC transport in modern landfill liners”. *Waste Management* (23), 561-571.

EN-ISO-12958 (1999). Norme Européenne – “Géotextiles et produits apparentés: Détermination de la capacité de débit dans leur plan. Comité Européen de Normalisation, 12p.

Esposito, S., Thomson, N.R. (1999). “Two-phases flow and transport in a single fracture-porous medium system”. *Journal of Contaminant Hydrology* (37), 319-341.

Evans, D.D., Huang, C. (1983). “Role of desaturation on transport through fractured rock”. Dans Role of unsaturated zone in radioactive and hazardous waste disposal, Mercer (Ed.), USA.

Firoozabadi, A., Hauge, J. (1989). “Capillary pressure in fractured porous media”. *Presentation to the Society of Petroleum Engineering*, 5-7 April 1989, California Regional Meeting, USA, 23-32.

Flekkoy, E., Schmittbuhl, J., Lovholt, F., Oxaal, U., Maloy, K.J., Aargaard, P. (2002). “Flow paths in wetting unsaturated flow: Experiments and simulations”. *Physical Review E* (65), 036312 1-9.

Foose, G.J., Benson, C.H., Edil, T.B. (2001). “Predicting leakage through composite landfill liners”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, (6), 510-520.

Frede, H.G., Gath S. (1995). “Soil Surface Roughness as the Result of Aggregate Size Distribution 1.Report: Measuring and Evaluation Method”. *Z. Pflanzenernähr. Bodenk.*158, pp31-35.

Fukuoka, M. (1986). “Large scale permeability test for geomembrane subgrade system”. *Third International Conference on Geotextiles*, Vienne, Autriche, 917-922.

- Fukuoka, M. (1985).** “Outline of large-scale model test on waterproof membrane” Document 25p.
- Gadelmawla, E.S., Koura, M.M., Maksoud, T.M., Elewa, I.M., Soliman, H.H. (2002).** “Roughness Parameters”. *Journal of Material Processing Technology* (123), 133-145.
- Gale, J. (1987).** “Comparison of coupled fracture deformation and fluid flow models with direct measurements of fracture pore structure and stress-flow properties”. *28th US Symposium on Rock Mechanics*, Tucson, 29 juin-1 juillet, 1213-1222.
- Ge, S. (1997).** “A Governing Equation for Fluid Flow in Rough Fracture”. *Water Resources Research* 33(1), 53-61.
- Gentier, S. (1986).** “Morphologie et comportement hydromécanique d’une fracture naturelle dans le granite sous contrainte normale”. Thèse de Doctorat, Bureau des Recherches Géologiques et Minières, BRGM (Ed.).
- Giroud, J.P., Zhao, A., Richardson, G.N. (2000).** “Effect of thickness reduction on Geosynthetics hydraulic transmissivity”. *Geosynthetics International*, 7(4-6), 433-452.
- Giroud, J.P. (1997).** “Equations for calculating the rate of liquid migration through composite liners due to geomembrane defects”. *Geosynthetics International* (4) 3-4, 335-348.
- Giroud, J.P. (1996).** “Granular filters and geotextiles filters”. *Geofilters’96*, Montreal, Canada, 565-680.
- Giroud, J.P., Morel, N. (1992).** “Analysis of geomembrane wrinkles”. *Geotextiles and Geomembranes* (11), 255-276.
- Giroud, J.P., Badu-Tweneboah, K., Bonaparte, R. (1992).** “Rate of leakage through a composite liner due to geomembrane defects”. *Geotextiles and Geomembranes*, 11(1), 1-28.
- Giroud, J.P., Bonaparte, R. (1989).** “Leakage through liners constructed with geomembranes – Part II”. *Geotextiles and Geomembranes* (8), 71-111.
- Giroud, J.P. (1983).** “Geotextiles drainage layers for soil consolidation”. *Civil Engineering for Practicing and Design Engineers* 2, 275-295.
- Glass, R.J., Nicholl, M.J., Thompson, M.E; (1991).** “Comparison of measured and calculated permeability for a saturated, rough-walled fracture”. *Eos trans. AGU* 72(44) Fall Meet Suppl., 216.
- Goblet, P. (2002).** “Programme METIS: simulation d’écoulement et de transport en milieu poreux et fracturé – Notice de conception”. Rapport de l’Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris - Centre d’Informatique Géologique, LHM/RD/02/06.
- Gutfraind, R., Hansen, A. (1995).** “Study of fracture permeability using Lattice Gas automata”. *Transport in Porous Media* (18), 131-149.

Gylling, B., Moreno, L., Neretnieks, I. (1999). “The channel network model: A tool for transport simulations in fractured media”. *Groundwater* 37(3), 367-375.

Hakami, E., Larsson, E. (1996). “Aperture Measurements and Flow Experiments on a Single Natural Fracture”. *International Journal of Rock Mechanics Sciences and Geomechanics Abstracts* 33(4), 395-404.

Hakami, E. (1995). “Aperture distribution of rock fractures”. *PhD Thesis*, Royal Institute of Technology, Suède.

Hakami, E., Barton; N. (1990). “Aperture measurements and flow experiments using transparent replicas of rock joints”. Dans *Rock Joints*, 383-390, Balkema, Rotterdam.

Hakami, E. (1988). “Water flow in single rock joints”. *Licentiate Thesis*, 11L Lulea University of technology, Suède.

Hansson, P., Johansson, P.A. (2000). “Topography and Reflectance Analysis of Paper surface using a Photometric Stereo Method”. *Optical Engineering* 39(9), 2555-2561.

Hansson, P., Johansson, P.A. (1999) “A New Method for the simultaneous Measurement of Surface Topography and Ink Distribution on Prints”. *Swedish Pulp and Paper Research Journal*, 14(4), 315-319.

Hasegawa, E., Izuchi, H. (1983). “On steady flow through a channel consisting of an uneven wall and a plane wall. Part 1 : Case of no relative motion in two walls”. *Bulletin of the JSME* 26(214), 514-520.

Haverkamp, R., Zammit, C. (1997). “Grizzly Database”. Soil database from the Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement, CNRS - INPG - ORSTOM - Université Joseph Fournier, France.

Henry, K.S., Patton, S. (1998). “Measurements of the contact angle of water on geotextile fibers”. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, 21(1), 11-17.

Henry, K.S., Holtz, R.D. (1997). “Capillary rise of water in geotextiles”. *International Symposium on ground freezing and frost action in soils*, 11-15 April 1997, Lulea, Suède, Knutsson (Ed.), Balkema, 227-233.

Henry, K.S. (1995). “The use of geosynthetics capillary barriers to reduce moisture migration in soils”. *Geosynthetics International* 2(5), 883-888.

Hewitt, P.J., Philip, L.K. (1999). “Problems of clay desiccation in composite lining systems”. *Engineering Geology* (53), 107-113.

Ho, A.F. (2000). “Experimental and numerical investigation of infiltration ponding in one-dimensional sand-geotextile columns”. *Master of Engineering Science*, Queen's University, Kingston, Canada.

Huang, C.H., Bradford, J.M. (1992). “Applications of a Laser Scanner to Quantify Soil Microtopography”. *Soil Science American Journal* (56),14-21.

Huang, C.H., Bradford, J.M. (1990). “Portable Laser Scanner for Measuring Soil Surface Roughness”. *Soil Science American Journal* (54), 1402-1406.

Iryo, T., Rowe, R.K. (2003). “On the hydraulic behavior of unsaturated nonwoven geotextiles”. *Geotextiles and Geomembrane* (21), 381-404.

Isakov, E., Olgivie, S.R., Taylor, C.W., Glover, P.W. (2001). “Fluid flow through rough fracture in rocks I: High resolution aperture determinations”. *Earth and Planetary Science Letters* (191), 267-282.

Iway, K. (1976). “Fundamentals studies of fluid flow through single fracture”. PhD Thesis, University of Berkeley, California, USA.

Jang, M., Choe, J., Kang, J. (2002). “An inverse channel model for modelling contaminant transport”. *Energy Sources* (24), 287-299.

Johns, R.A., Steude, J.S., Castanier, L.M., Roberts, P.V. (1993). “Non-destructive measurements of fracture aperture in crystalline rock cores using X ray computed tomography”. *Journal of Geophysical Research* 98(B2), 1889-1900.

Kamon, M., Inui, T., Endo, K., Ito, K., Katsumi, T. (2002). “Evaluating the effect of clay liner on the performance of composite liner having geomembrane defects”. *Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics*, Nice, France, (2) 519-522, Delmas, Gourc & Girard (Eds).

Katsumi, T., Benson, C.H., Foose, G.J., Kamon, M. (2001). “Performance-based design of landfill liners”. *Engineering Geology* (60), 139-148.

Kecili Laouafa (1998). “Caractérisation de la morphologie des discontinuités rocheuses”. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 218p.

Kim, J.Y., Edil, T.B. and Park, J.K. (1997). “Effective porosity and seepage velocity in column tests on compacted clay”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, (12), 1135-1142.

Knight, M.A., Kotha, S.M. (2001). “Measurements of geotextile-water characteristic curves using a controlled outflow capillary pressure cell”. *Geosynthetics International*, 8(3), 271-282.

Koerner, R.M., Eith, A.W., Tanese, M. (1999). “Properties of exhumed HDPE field waves”. *Geotextiles and Geomembranes* (17), 247-261.

Koerner, R.M. (1998). “Designing with geosynthetics”. 4th Edition, Prentice Hall, New Jersey, USA, 745p.

Koerner, R.M., Koerner, G.R. (1995). “Leachate clogging assessment of geotextile (and soil) landfill filters”. US EPA Report CR-819371.

Koji-Matsuki, J.J, Kiyotoshi, S. (1999). “Size effect in flow conductance of a closed small-scale hydraulic fracture in granite”. *Geothermic Science and Technique* (6), 113-138.

- Konzuk, J.S, Kueper, B.H. (2004).** “Evaluation of cubic-law based models describing single-phase flow through a rough walled fracture”. *Water Resources Research* 40 (2), 1-17.
- Koplik, J., Ippolito, I., Hulin, J.P. (1993).** “Tracer dispersion in rough channels. A 2-dimensional numerical study”. *Physics of Fluids A- Fluid Dynamics* 5(6), 1333-1343.
- Kwicklis, E., Healy, R. (1993).** “Numerical investigation of steady liquid water flow in a variably saturated fracture network”. *Water Resources Research* 29(12), 4091-4102.
- Lafleur, J., Lebeau, M., Faure, Y.H., Savard, Y., Kehila, Y. (2000).** “Influence of matrix suction on the drainage performance of polyester geotextiles”. *The 53rd Annual Conference of Canadian Geotechnical Society*, Montreal, Canada, 15-18 Octobre, (2) 1115-1122.
- Lambert, S. (1999).** “Les geotextiles et produits apparentés”. Support de cours de préformation aux Rencontres Géosynthétiques 99, 26p.
- Lenormand, R., Zarcone, C. (1983).** Society of Petroleum Engineers N°13264, dans *Proceedings of the 59th Annual Technical Conference of the SPE*, Houston, USA.
- Li, Y., Wardlaw, N.C. (1986).** “Mechanisms of nonwetting phase trapping during imbibition at slow rates”. *Journal of Colloidal and Interface Science* 109(2), 473-486.
- Liu, S., Masliyah, J.H. (1998).** “On non-Newtonian fluid flow in duct and porous media”. *Chemistry Engineering Science* (53), 1175-1201.
- Maerz, N.H., Franklin, J.A., Bennett, C.P. (1990).** “Joint Roughness Measurement Using Shadow Profilometry”. *International Journal of Rock Mechanics Science and Geomechanics Abstract*, 27(5), pp329-343.
- Maloy, K.J., Hansen, A., Hinrichsen, E.L., Roux, S. (1992).** “Experimental measurements of the roughness of brittle cracks”. *Physical Review Letters* 68(2), 213-215.
- Marc, C. (2001).** “Quantification de l’épaisseur de l’interface des étanchéités composites des centres de stockage de déchets”. Rapport de stage d’IUP Génie de l’environnement, Université paris V-II Denis Diderot, 40p.
- Martinez, M. (1988).** “Capillary-driven flow in a fracture located in a porous medium”. Sandia National Laboratories Report, SAND84-1697 Unlimited Release 51p.
- Masounave, J., Rollin, A.L., Denis, R. (1980).** “Prediction of permeability of non-woven geotextiles from morphometry analysis”. *Journal of Microscopy*, 121(1), 99-110.
- Matsuki, K., Lee, J.J. et al. (1999).** “Size effect in flow conductance of a closed small-scale hydraulic fracture in granite”. *Geothermic Science and Technique* (6), 113-138.
- Mc Gown, A., Kabir, M.H., Murray, R.T. (1982).** “Compressibility and hydraulic conductivity of geotextiles”. *Second International Conference on Geotextiles*, Las Vegas, USA. Session 5, 167-172.

- Mc Quade, S.J., Needham, A.D. (1999).** “Geomembrane liner defects – causes, frequency and avoidance”. Proc. Instn Civil Engineers Geotechnical Engineering, 137(4), 203-213.
- Meerdink, J.S., Benson, C.H. and Khire, M.V. (1996).** “Unsaturated hydraulic conductivity of two compacted barrier soils”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE), 122(7), 565-576.
- Meheust, Y., Schmittbuhl, J. (2001).** “Geometrical heterogeneities and permeability anisotropy of rough fractures”. Journal of Geophysical Research 106(B2), 2089-2102.
- Melchior, S., Berger, K. (1993).** “Water balance and efficiency of different landfill cover systems”. *Conférence Geoconfine93*, Rotterdam, Pays-Bas, 325-330.
- Merel, A.P., Fares, P.J. (1998).** “The monitoring of soil surface development using analytical photogrammetry”. Photogrammetric Records 16(92), 331-345.
- Moreno, L., Neretnieks, I. (1993).** “Fluid flow and solute transport in a network of channels”. Journal of Contaminant Hydrology 14(3), 163-192.
- Moreno, L., Tsang, Y.W., Tsang, C.F., Hale, F.V., Neretnieks, I. (1988).** “Flow and tracer transport in a single fracture: A stochastic model and its relations to some field observations”. Water Resources Research 24(12), 2033-2048.
- Morris, C.E. (2000).** “Unsaturated flow in non-woven geotextiles”. *International Conference on Geotechnical and Geology Engineering*, Melbourne, Australia, 19-24 Novembre, Technomic, Lancaster, PA, USA, Vol.2, 322p.
- Mourzenko, V.V., Thovert, J.F., Adler, P.M. (2001).** “Permeability of self-affine fractures”. Transport in Porous Media (45), 89-103.
- Mourzenko, V.V., Thovert, J.F., Adler, P.M. (1999).** “Percolation and conductivity of self-affine fractures”. Physical Review E, 59(4), 4265-4284.
- Mourzenko, V.V., Thovert J.F., Adler, P.M. (1996).** “Geometry of simulated fractures”. Physical Review E, 53(6), 5606-5626.
- Mourzenko, V.V., Thovert, J.F., Adler, P.M. (1995).** “Permeability of a single fracture: Validity of the Reynolds’ equation”. Journal of Physics II France (5), 465-482.
- Mualem, Y. (1976a).** “A catalogue of the hydraulic properties of unsaturated soils”. Dans Development of methods, tools and solutions for unsaturated flow with application to watershed hydrology and other fields, Technion Israel Institute of Technology, Haifa, Israel.
- Mualem, Y. (1976b).** “A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media”. Water Resources Research 12(3), 513-521.
- Murata, S., Saito, T. (2003).** “Estimation of tortuosity of fluid flow through a single fracture”. Journal of Canadian Petroleum Technique 42(12), 39-45.

- Murphy, J., Thomson, N. (1993).** “Two-phases flow in a variable aperture fracture”. *Water Resources Research* 29(10), 3453-3476.
- Navarro, N. (1999).** “Quantification des debits de fuite dans les étanchéités composites de centres de stockage de déchets”. *Rapport de DEA Ecole des Mines de Paris*, 63p.
- Needham, A.D., Gallagher, E.M.G., Smith J.W.N. (2004).** “Prediction of the long term generation of defects in HDPE liners”. *Proceedings of the Third European Geosynthetics Conference*, 1-3 Mars, Munich, 507-514.
- Neretnieks, I. (2002).** “A stochastic multi-channel model for solute transport. Analysis of tracer tests in fractured rock”. *Journal of Contaminant Hydrology* (55), 175-211.
- Neretnieks, I. (1993).** “Solute transport in fractured rocks. Applications to radioactive waste repositories”. Dans Bear et al., Academic Press, San Diego, 39-127.
- Neretnieks, I. (1987).** “Channelling effects in flow and tracer transport in fractured rocks: some recent observations and models”. *Report Nucl. Power Insp.*, Stockholm, Suède.
- Neretnieks, I. (1985).** “Transport in fractured rocks”. *Proceedings of the 17th International Congress on Hydrology of Rocks of Low Permeability*, Tucson, USA.
- Neretnieks, I. (1983).** “A note on fracture flow dispersion mechanism in ground”. *Water Resources Research* 19(2), 364-368.
- Neuzil, C.E., Tracy, J.V. (1981).** “Flow through fractures”. *Water Resources Research* 17(1), 191-199.
- Nicholl, M., Detwiler, R. (2001).** “Simulation of flow and transport in a single fracture : Macroscopic effects of understanding local head loss”. *Geophysical Research Letters* 28(23), 4355-4358.
- Nicholl, M., Rajaram, H., Glass, R., Detwiler, R. (1999).** “Saturated flow in a single fracture: evaluation of the Reynolds equation in measured aperture fields”. *Water Resources Research* 35(11), 3361-3373.
- Nordqvist, A.W., Tsang, Y.W., Tsang, C.F., Dverstorp, B., Andersson, J. (1992).** “A variable aperture fracture network model for flow and transport in fractured rocks”. *Water Resources Research* 28(6), 1703-1713.
- Okatani, T., Deguchi, K. (2001).** “On Uniqueness of Solutions of the Three-Light-Source Photometric Stereo: Conditions on Illumination Configuration and Surface Reflectance”. *Comp. Vision and Image Understanding*, 81, pp211-226.
- Omid, G.H., Thomas, J.C., Brown, K.W. (1996).** “Effect of desiccation cracking on the hydraulic conductivity of a compacted clay liner”. *Water, Air and Soil Pollution* (89), 91-103.
- Oron, A.P., Berkowitz, B. (1998).** “Flow in Rock Fractures: the Local Cubic Law Assumption Reexamined”. *Water Resources Research* 34(11), 2811-2825.

- Palmeira, E.M., Fannin, R.J., Vaid, Y.P. (1996).** “A study on the behavior of soil-geotextile systems in filtration tests”. *Canadian Geotechnical Journal* (33), 899-912.
- Palmeira, E.M., Gardoni, M.G. (2002).** “Drainage and filtration properties of non-woven geotextiles under confinement using different experimental techniques”. *Geotextiles and Geomembranes* (20), 97-115.
- Park, C.K., Vandergraaf, T., Drew, D.J., Hahn, S-P. (1997).** “Analysis of the migration of non-sorbing tracers in a natural fracture in granite using a variable aperture channel model”. *Journal of Contaminant Hydrology* (26), 97-108.
- Patir, N., Cheng, H.S. (1978).** “An average flow model for determining effects of the three-dimensional roughness on partial hydrodynamic lubrication”. *Journal of Lubrication Technology* (100), 12-17.
- Peggs, I.D., Nosko, V., Razdorov, P., Galvin, P. (2004).** “Leak monitoring for a double liner separated by a novel conductive geotextile”. *Proceedings of the Third European Geosynthetics Conference*, 1-3 Mars, Munich, 515-518.
- Peggs, I.D. (2001).** “Three challenging electrical integrity/leak surveys on uncovered and deep waste-covered liners”. *Proceedings of the Geosynthetics Conference*, Portland, USA, 245-262.
- Pelte, T., Pierson, P., Gourc, J.P. (1994).** “Thermal analysis of geomembrane exposed to solar radiation”. *Geosynthetics International* (1) 1, 21-44.
- Persoff, P., Pruess, K. (1995).** “Two-phases visualization and relative permeability measurements in natural rough-walled rock fractures”. *Water Resources Research* 31(5), 1175-1186.
- Peters, R.R., Klavetter, E.A. (1988).** “A continuous model for water movement in an unfractured rock mass”. *Water Resources Research* 24(3), 416-430.
- Philip, L.K., Shimell, H., Hewitt, P.J., Ellard, H.T. (2002).** “A field-based test cell examining clay desiccation in landfill liners”. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* (35), 345-354.
- Pierson, P., Cazaux, D., Guyonnet, D., Chabertier, P. (2004).** “Fonds d’Installations de stockage de déchets”. *Rencontres géosynthétiques, 5^{ème} Colloque Francophone*, Lille, 85-96.
- Pinkus, O., Sternlicht, B. (1961).** “Theory of hydrodynamic lubrication”. McGraw-Hill Book Company (Eds).
- Pruess, K. (1999).** “A mechanistic model for water seepage through thick unsaturated zones in fractured rocks of low matrix permeability”. *Water Resources Research* 35(4), 1039-1051.
- Pruess, K. (1998).** “On water seepage and fast preferential flow in heterogeneous, unsaturated rock fractures”. *Journal of Contaminant Hydrology* (30), 333-362.

- Pruess, K., Tsang, Y.W. (1990).** “On Two-Phase Relative Permeability and Capillary Pressure of Rough-Walled Rock Fractures”. *Water Resources Research* 26(9), 1915-1926.
- Pyrak-Nolte, L., Helgeson, D., Haley, G. (1992).** “Immiscible fluid flow in a fracture”. Dans *Rock Mechanics*, Tillerson and Wawersik (Ed.), Balkema, Rotterdam.
- Pyrak-Nolte, L.J., Cook, N.G.W et al. (1988).** “Fluid percolation through single fractures”. *Geophysical Research Letters* 15(11), 1247-1250.
- Renshaw, C.E., Dadakis, J.S., Brown, S.R. (2000).** “Measuring fracture apertures: a comparison of methods”. *Geophysical Research Letters* (27), 289-292.
- Renshaw, C.E.(1995).** “On the relationship between mechanical and hydraulic apertures in rough walled fractures”. *Journal of Geophysical Research and Solid Earth* 100(B12), 24629-24636.
- Richards, L.A. (1931).** “Capillary conduction of liquids through porous mediums”. *Physics I* (November), 318-333.
- Roels, S., Vandersteen, K., Carmeliet, J. (2002)** “A numerical model for unsaturated flow in a fracture – porous matrix system”. *Proceedings of the 14th International Conference on Computational Methods in Water Resources*, Elsevier (Ed), 23-28 Juin, Delft, Hollande, (1), 89-96.
- Rollin, A., Pierson, P., Lambert, S. (2002a).** “Géomembranes – Guide de choix”. Presses Internationales Polytechniques, Montréal, Canada, 274p.
- Rollin, A., Marcotte, M., Chaput, L., Caquel, F. (2002b).** “Lessons learned from geo-electrical leaks surveys”. *Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics*, Nice, France, (2) 527-530, Delmas, Gourc et Girard (Eds).
- Rollin, A., Masounave, J., Lafleur, J. (1982).** “Pressure drop through non-woven geotextiles: a new analytical model”. *Proceedings of the 2nd International Conference on Geotextiles*, IFAI, Las Vegas USA, (1) 161-166.
- Rothman, D.H., Zaleski, S. (1994).** “Lattice-Gas models of phase-separation - interfaces, phase-transitions, and multiphase flow”. *Review of Modern Physics* 66 (4), 1417-1479.
- Roux, S., Plouraboué, F., Hulin, J.P. (1998).** “Tracer dispersion in rough open crack”. *Transport in Porous Media* 32(1), 97-116.
- Rowe, R.K. (1998).** “Geosynthetics and the minimization of contaminant migration through barrier systems beneath solid waste”. *Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics*, Atlanta USA, (1), 27-103.
- Rowe, R.K., Lake, C., von Maubeuge, K., Stewart, D. (1997).** “Implication of diffusion of chlorides through geosynthetic clay liners”. *Proceedings of Geoenvironment '97*, Melbourne, Australia, 295-300.

Rowe, R.K., Badv, K. (1996). “Advective-diffusive contaminant migration in unsaturated sand and gravel”. *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)* 122 (12), 965-975.

Sahimi, M. (1993). “Flow phenomena in rocks: from continuum models to fractals, percolation, cellular automata and simulated annealing”. *Reviews in Modern Physics* 65(4), 1393-1532.

Schott, P.H. (1998). “Centres de stockage de déchets: quels enjeux, quelles évolutions pour l’après 2002”. *Rapport de stage Cemagref - INAPG*, 49 pages.

SETRA/LCPC (1992). “Réalisation des remblais et des couches de forme – Fascicule I: Principes généraux”. *Guide technique du Ministère de l'équipement, du logement et des transports*, 98p.

Silliman, S.E. (1987). “An interpretation of the difference between aperture estimates derived from hydraulic and tracer tests in a single fracture”. *Water Resources Research*, 25 (10), 2275 – 2283.

Skjetne, E., Hansen, A., Gudmundsson, J.S. (1999). “High velocity flow in a rough fracture”. *Journal of Fluid Mechanics* (383), 1-28.

Soong, T.Y., Koerner, R.M. (1998). “Laboratory study of high density polyethylene geomembrane waves”. *Proceedings of the 6th International Conference on geosynthetics*, Atlanta, USA, (1), 301-306.

Soong, T.Y. (1996). “Behavior of waves in high density polyethylene géomembranes”. *PhD Thesis*, Drexel University, USA, 154 p.

Stormont, J.C., Henry, K.S., Evans, T.M. (1997). “Water retention functions of four nonwoven polypropylene geotextiles”. *Geosynthetics International* 4(6), 661-672.

Therrien, R., Sudicky, E.A. (1996). “Three-dimensional analysis of variably saturated flow and solute transport in discretely-fractured porous media”. *Journal of Contaminant Hydrology* (23), 1-44.

Thompson, M.E. (1991). “Numerical simulation of solute transport in rough fractures”. *Journal of Geophysical Research* (96)B3, 4157-4166.

Thompson, M.E., Brown, S.R. (1991). “The effect of anisotropic surface roughness on flow and transport in fractures”. *Journal of Geophysical Research* (96)B13, 21923-21932.

Tidwell, V.C., Glass, R.J., Peplinski, W. (1995). “Laboratory investigation of matrix imbibition from a flowing fracture”. *Geophysical Research Letters* 22(11), 1405-1408.

Tinjum, J.M., Benson, C.H. and Blotz, L. (1997). “Soil-water characteristic curves for compacted clays”. *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)* 123(11), 1060-1069.

Tokunaga, T.K., Wan, J. (1997). “Water film flow along fracture surfaces of porous rock”. *Water Resources Research* 33(6), 1287-1295.

Touze-Foltz, N., Giroud, J.P. (2003). “Empirical equations for calculating the rate of liquid flow through composite liners due to geomembrane defects”. *Geosynthetics International*, 10(6), 215-233

Touze-Foltz, N. (2002a). “Evaluation of the Hydraulic Transmissivity in Soil Liner-Geomembrane Interfaces”. *Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics*, Volume 2, Balkema, Nice, France, 22-27 September 2002, pp. 799-804.

Touze-Foltz, N. (2002b). “The influence of non-uniform transmissivity vis-à-vis hole location”. *Geotextiles and Geomembranes* 20(4), 263-277.

Touze-Foltz, N. (2001). “Modélisation des transferts advectifs dans les étanchéités composites de centres de stockage de déchets”. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, France, 286p.

Touze-Foltz, N., Rowe, R.K., Duquennoi, C. (1999). “Liquid Flow Through Composite Liners due to Geomembrane Defects: Analytical Solutions for Axi-symmetric and Two-dimensional Problems”, *Geosynthetics International* 6(6), 455-479 (Erratum: 2000, 7(1), 77).

Tsang, C.F., Neretnieks, I. (1998). “Flow channeling in heterogeneous fractured rocks”. *Review of Geophysics* (36)2, 275-298.

Tsang, C.F., Tsang, Y.W., Hale, F.V. (1991). “Tracer transport in fractures. Analysis of field data based on variable aperture channel model”. *Water Resources Research* 27(12), 3095-3106.

Tsang, Y.W. (1993). “Tracer transport in fracture systems”. Dans Flow and contaminant transport in fractured rock, Bear, Tsang, De Marsily (Eds), Academic Press, San Diego, USA, 237-266.

Tsang, Y.W. (1992). “Usage of equivalent apertures for rock fractures as derived from hydraulic and tracer test”. *Water Resources Research* 28(5), 1451-1455.

Tsang, Y.W., Tsang, C.F. (1990). “Permeability and dispersivity of variable aperture fracture systems”. Master Ref. LBL28355, Lawrence Berkeley Laboratory, California, USA, 8p.

Tsang, Y.W., Tsang, C.F. (1989). “Flow channelling in a single fracture as a two-dimensional strongly heterogeneous permeable medium”. *Water Resources Research* 25(9), 2076-2080.

Tsang, Y.W., Tsang, C.F. (1987). “Channel model of flow trough fractured media”. *Water Resources Research* 23(3), 467-479.

Tsang, Y.W. (1984). “The effect of tortuosity on fluid flow through a single fracture”. *Water Resources Research* 20(9), 1209-1215.

Tsang, Y.W., Witherspoon, P.A. (1981). “Hydromechanical behavior of a deformable rock fracture subject to normal stress”. *Journal of Geophysical Research* 86(B10), 9287-9298.

Ukida, H., Konishi, K. (2001). “3D Shape Reconstruction Using Three Light Sources in Image Scanner”. *IEICE Trans. Inf. & Syst.* E84-D (12), pp1713-1721.

Unger, A.J., Mase, C.W. (1993). “Numerical study of the hydromechanical behavior of two rough fracture surfaces in contact”. *Water Resources Research* 29(7), 2101-2114.

Vallejo, L.E., Zhou, Y. (1995). “Fractal approach to measuring roughness of geomembranes”. *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)*, 121(5), 442-446.

Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E. (1999). “The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till”. *Géotechnique* 49(2), 143-159.

Vandersteen, K., Carmeliet, J., Feyen, J. (2003). “A network modelling approach to derive unsaturated hydraulic properties of a rough-walled fracture”. *Transport in Porous Media* (50), 197-221.

Van Genuchten, T.M., Leij, F.J., Yates, S.R. (1991). “The RETC code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated soils”. US EPA Report, EPA/600/2-91/065.

Van Genuchten, T.M. (1980). “A Closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils”. *Soil Science Society American Journal* (44), 892-898.

Waite, M.E., Ge, S., Spetzler, H. (1999). “A new conceptual model for fluid flow in discrete fractures : an experimental and numerical study”. *Journal of Geophysical Research* 104(B6), 13049-13059.

Waite, M.E., Ge, S., Spetzler, H. (1998). “The effect of surface geometry on fracture permeability: a case study using a sinusoidal fracture”. *Geophysical Research Letters* 25(6), 813-816.

Walsh, J.B., Brown, S.R., Durham, W. (1997). “Effective media theory with spatial correlation for flow”. *Journal of Geophysical Research* 102(B10), 22587-22594.

Walsh, J.B., Brace, W.F. (1984). “The effect of pressure on porosity and the transport properties of rocks”. *Journal of Geophysical Research* 89(B11), 9425-9431.

Walsh, J.B. (1981). “Effect of pore pressure and confining pressure on fracture permeability”. *International Journal of Rock Mechanics Mining Science and Geomechanics Abstract* (18), 429-435.

Wang, J., Narasimhan, T. (1985). “Hydrologic mechanisms governing fluid flow in a partially saturated, fractured, porous medium”. *Water Resources Research* 21(12), 1861-1874.

Wealthall, G.P., Steele, A., Bloomfield, J.P., Moss, R.H., Lerner, D.N. (2001). “Sediment-filled fractures in the Permo-Triassic sandstone of the Cheshire basin: observations and implications for pollutant transport”. *Journal of Contaminant Hydrology* (50), 41-51.

Weisbrod, N., Nativ, R. (1998). “On the Variability of Fracture Surfaces in Unsaturated Chalk”. *Water Resources Research*, 34(8), 1881-1887.

Wendland E., Himmelsbach, T. (2002). “Transport simulation with stochastic aperture for a single fracture. Comparison with a laboratory experiment”. *Advances in Water Resources* (25), 19-32.

Wilson, B.N., Leaf, R.B., Hansen, B.J. (2001). “Microrelief meter for Field Topography Measurements”. *Transaction of ASAE*, 44(2), pp289-295.

Witherspoon, P.A., Wang, J.S., Iwai, K., Gale, J. (1980). “Validity of cubic law for fluid flow in a deformable rock fracture”. *Water Resources Research* (16), 1016-1024.

Yeo, I.W., Zimmerman, R.W. (2001). “Accuracy of the renormalization method for computing effective conductivities of heterogeneous media”. *Transport in Porous Media* 45(1), 129-138.

Yeo, I.W., De Freitas, M.H., Zimmerman, R.W. (1998). “Effect of shear displacement on the aperture and permeability of rock fracture”. *International Journal of Rock Mechanic Mining Science* 35(8), 1051-1070.

Zhang, X., Knackstedt, M.A., Sahimi, M. (1996). “Fluid flow across mass fractals and self-affine surfaces”. *Physica A* (233), 835-847.

Zhou, W. (2001). “Numerical simulation of two-phases flow in conceptualized fractures”. *Environmental Geology* (40), 797-808.

Zimmerman, R.W., Bodvarsson, G.S. (1996). “A simple procedure for estimating the effective hydraulic conductivity of a two-dimensional saturated or partly saturated fractured network”. *6th International Conference on High Level Radioactive Waste Management*, Las Vegas, USA.

Zimmerman, R.W., Kumar, S., Bodvarsson, G.S.(1991). “Lubrication theory analysis of the permeability of rough-walled fractures”. *Journal of Rock Mechanic Mining Science and Geomechanics Abstract* 28(4), 325-331.

Annexes

Annexe 1: Vérification des critères d'application de la solution analytique de Zimmerman et Bodvarsson (1996)

Annexe 2: Protocole de reproduction d'état de surface artificiel dans la cellule de mesure de transmissivité

Annexe 3: Montage de l'essai en cellule de mesure de transmissivité de diamètre 20 cm

Annexe 4: Protocole de prise d'empreintes d'état de surface sur site

Annexe 5: Protocole de reproduction d'état de surface réel en colonne d'essais de diamètre 1m

Annexe 6: Protocole de détermination de la courbe teneur en eau – succion des géotextiles

Annexe I: Vérification des critères d'application de la solution analytique de Zimmerman et Bodvarsson (1996)

L'emploi de la solution donnée par Zimmerman et Bodvarsson (1996) et rappelée par l'expression A1-1, est soumise à certaines conditions.

$$b_H^3 = \langle b^{-3} \rangle^{-1} \times \left[1 - \frac{3\pi^2(1-\delta^2)\delta^4}{5(1+\frac{\delta^2}{2})} \times \left(1 + \frac{13}{8085} \text{Re}^2 \right) \times \varepsilon^2 \right] \quad (\text{A1-1})$$

Nous devons vérifier que deux critères, l'un sur le nombre de Reynolds, l'autre sur le gradient de pression, sont remplis dans le cas de l'écoulement de fluide dans la géométrie sinusoïdale.

Calculons le nombre de Reynolds (Re) dans notre cas, afin de déterminer si l'écoulement se fait de façon laminaire ou turbulente. Re se calcule suivant l'équation suivante :

$$\text{Re} = \frac{\overline{u_x} b}{\mu} \quad (\text{A1-2})$$

La vitesse moyenne $\overline{u_x}$ s'obtient en divisant le flux par la surface de la section par laquelle se fait l'écoulement, ωb :

$$\overline{u_x} = \frac{Q_x}{\omega b} = \frac{-|\nabla p| b^2}{12\mu} \quad (\text{A1-3})$$

Note : le gradient de pression et la viscosité dynamique du fluide ne sont pas exprimé dans les unités habituelles, mais en $\text{Pa}\cdot\text{m}^{-1}$ et $\text{Pa}\cdot\text{s}$ respectivement.

Le calcul du gradient de pression donne:

$$\nabla p = 0,3\text{m}/2\text{m} \quad (\text{A1-4})$$

$$\text{or, } 1 \text{ bar} = 10,2 \text{ m d'eau} = 1,013 \times 10^5 \text{ Pa}$$

$$\Rightarrow \nabla p = 1452 \text{ Pa}\cdot\text{m}^{-1} \quad (\text{A1-5})$$

$$\text{donc, } \overline{u_x} = \frac{-1452 \times \langle b \rangle^2}{12 \times 1.10^{-3}} = 3,025 \times 10^{-4} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1} \quad (\text{A1-6})$$

$$\text{et } \text{Re} = \frac{1000 \times 3,025 \times 10^{-4} \times \langle b \rangle}{10^{-3}} = 0,0151249 \text{ pour } \langle b \rangle = 5 \times 10^{-5} \text{ m} \quad (\text{A1-7})$$

Ce nombre de Reynolds inférieur à 1 indique que l'écoulement se fait de façon laminaire. Selon les auteurs, $\text{Re} < 1$ est un critère requis pour la validité de l'équation de la lubrification, pour une géométrie sinusoïdale. La première condition est donc remplie.

Vérifions maintenant le second critère, concernant le gradient de pression qui permet de juger si le profil de vitesse laminaire est stable :

$$|\nabla p| < \frac{13800\mu^2}{\rho b^4} : 1452 < 2,02 \times 10^{12} \quad (\text{A1-8})$$

La seconde condition de la solution de Zimmerman et Bodvarsson (1996) est également remplie, la géométrie et les conditions imposées appartiennent donc au domaine de validité de la solution A1-1.

Annexe II: Protocole de reproduction d'état de surface artificiel dans la cellule de mesure de transmissivité

PRINCIPE

Le but de ce protocole est de reproduire un état de surface irrégulier identique pour tous les essais hydrauliques à réaliser en cellule de mesure de transmissivité, de diamètre 20 cm. Pour cela, un état de surface moulé au préalable en laboratoire dans du plâtre polyester est nécessaire.

MATERIEL ET CONDITIONS

- Cellule de mesure de transmissivité en plexiglas
- Graisse à vide
- Socle métallique + 4 écrous papillon adaptés
- Argile à 21 % d'humidité
- Balance (< 3 kg)
- Dame Proctor
- Spatules
- 3 cales en bois de dimension 8 × 5 × 2 cm
- Règle à araser
- Disque en acier
- Moule en plâtre polyester, de diamètre 20 cm, comportant un état de surface artificiel irrégulier
- Film plastique de 40 x 40 cm
- Sable fin
- Gueuse de la presse
- Niveau à bulle
- Presse dynamique
- Anneau dynamométrique supportant 15 KN

METHODE

- Enduire de graisse le cylindre intérieur de la cellule sur les 2/3 inférieurs (donc en partant du bas de la cellule) afin que le bloc d'argile puisse coulisser et en même temps empêcher des passages préférentiels d'écoulement le long des parois de la cellule.
- Fixer la cellule à l'envers sur le socle métallique à l'aide des 4 écrous papillon (sortie vers le haut).
- Compacter 4,5 kg de sol porté à une teneur en eau massique de 21 % dans la partie inférieure de la cellule (cf. Figure IV-1). On compacte en 3 couches successives de 1,5 kg à l'aide d'une dame Proctor.
- Scarifier entre chaque couche. La dernière couche compactée n'est pas scarifiée et présente une surface lisse.
- Désolidariser le socle métallique et la partie inférieure de la cellule une fois le compactage terminé.

- Poser la cellule sur les 3 cales de bois réparties régulièrement sur le pourtour de la cellule (sortie vers le haut). Appuyer fortement sur tout le système jusqu'à ce que la surface d'argile affleure au niveau du haut de la cellule.
- Araser la face supérieure grâce à la règle prévue à cet effet. L'arasage se fait en partant du milieu de la cellule vers les bords. On obtient ainsi une surface lisse et plane.
- Retourner la cellule (sortie vers le bas) et la replacer sur les cales posées sur la largeur (pour éviter d'endommager le raccord de sortie). On a à présent un cylindre d'argile aux 2 faces planes et lisses en place dans la cellule en plexiglas.
- Disposer une couche d'agrégats d'argile très humide (environ 6 cm) en vue de la reproduction d'état de surface.



Figure AII-1: Couche d'argile en agrégats dans la cellule avant reproduction de l'état de surface

- Placer la cellule toujours visée sur le socle en acier sous le piston de la presse.
- Placer le moulage de plâtre polyester possédant une face à la topographie irrégulière (cette face est visible sur la figure IV-8-c) à la surface de la couche d'argile en agrégats. Le moulage de plâtre est positionné de façon à ce que le repère marqué N à sa surface coïncide avec le raccord servant de purge sur la cellule de plexiglas (cf. Figure IV-8-b).
- Placer le film plastique de 40 x 40 cm sur le moulage de plâtre. Il permet d'éviter au sable de s'introduire dans la cellule de transmissivité.
- Placer une fine couche (1 à 2 cm en épaisseur) de sable fin sur le film plastique. Le sable permet de répartir la charge mécanique qui sera appliquée sur le montage. Cette précaution évite de briser le moulage de plâtre polyester.
- Placer la gueuse de la presse sur la couche de sable.
- Vérifier l'horizontalité du système avec le niveau à bulle.



Figure AII-2: Vérification de l'horizontalité avant application de la charge mécanique

- Placer un anneau dynamométrique adapté à une contrainte de 15 kN.
- Appliquer la contrainte de 15 kN pendant 1 minute, puis relâcher.
- Appliquer une seconde fois la même contrainte pendant 1 minute.
- Lâcher la contrainte et démonter le système.



Figure AII-3: État de surface reproduit et moulage utilisé

➤ Fin du protocole. Sous l'effet de la contrainte mécanique, la couche d'argile en agrégats a été compressée et a pris la forme de la topographie du moulage de plâtre polyester. Ce protocole est répété avant chaque essai de mesure de débit d'interface sur état de sol irrégulier.

Annexe III: Montage de l'essai en cellule de mesure de transmissivité de diamètre 20 cm

PRINCIPE

Mesure du débit d'interface dans la cellule de mesure de transmissivité de Touze-Foltz (2001, 2002a) par mesure au vase de Mariotte de l'écoulement à travers le défaut dans la géomembrane.

MATERIEL ET CONDITIONS

- Cellule contenant l'argile compactée à 21 % d'humidité + base (bloc en plexiglas)
- Emplacement dans une pièce thermostatée à 35 °C
- Balances (< 3 kg, < 60 kg)
- Presse mécanique Wykeham-Farrance
- Géotextile éventuel
- Géomembrane en PEHD, 2 mm
- Emporte-pièce de 31 cm et 4 mm
- Graisse à vide
- Plaque granulaire
- Visserie nécessaire à l'assemblage de la cellule
- Bac à niveau constant et tuyau souple
- Récipients de collecte du débit (capacité 5 L)
- Cathétomètre de visée
- Réserve d'eau distillée (environ 45 L)
- Chronomètre

METHODE

- Ce protocole de montage et d'essai en cellule de mesure de transmissivité d'interface (cf. Figures IV-1 et 2) est appliqué à la suite du protocole de reproduction d'état de surface dans la cellule, présenté en Annexe II dans le cas d'un essai sur état de surface irrégulier.
- Placer toute une nuit la cellule contenant l'argile (surface reproduite) dans la pièce à température 35 °C afin que la teneur en eau de l'argile baisse avant de commencer les essais hydrauliques, car nous avons observé que sous l'effet de la contrainte, l'état de sol est très modifié au cours de l'essai si l'argile est humide.
- Peser le système base (bloc en plexiglas) + cellule + sol préparé, pour déterminer la masse de sol. Cette pesée, répétée en fin d'essai, sert à vérifier que le sol n'a pas absorbé une quantité d'eau importante et que le débit mesuré correspond bien à un débit d'interface seul.
- Découper un géotextile de 22 cm de diamètre et le placer sur les bords du cylindre intérieur.
- Découper un disque de géomembrane de 31 cm de diamètre à l'aide d'un emporte-pièce.
- Percer à l'aide d'un emporte-pièce un orifice de 4 mm de diamètre au centre qui représente le défaut.
- Enduire de graisse à vide le rebord de la partie supérieure de la cellule dans laquelle la plaque granulaire a été préalablement installée.

- Mettre en place la géomembrane, ses bords périphérique en contact avec le pourtour enduit de graisse de la cellule.
- Placer les joints enduits de graisse à vide au dessus de la géomembrane (ils créent une légère surélévation qui empêche que l'interface soit fermée en périphérie). Le nombre de joints à placer dépend de l'épaisseur du géotextile. Graisser entre chaque joint. Lorsque l'on travaille sans géotextile à l'interface, l'emploi de joint est inutile.
- Retourner la partie supérieure (avec la géomembrane et les joints) et la poser sur la cellule en faisant attention au centrage de la géomembrane, du géotextile et des joints.
- Fermer la cellule à l'aide des 8 écrous papillons et la placer sur la presse mécanique.
- Appliquer la contrainte souhaitée à l'aide de l'anneau dynamométrique (50 kPa = 222 graduations, 100 kPa = 444 graduations)
- Ensuite, procéder aux branchements hydrauliques. La charge hydraulique est appliquée par l'intermédiaire d'un bac à niveau constant dont la hauteur d'eau à la surface du bac est mesurée à l'aide d'un cathétomètre (cf. Figure IV-2). La différence de cote entre la géomembrane et la surface de l'eau dans le bac est réglée à 30 cm. La sortie de la cellule est prolongée par un tuyau souple qui dirige le flux collecté vers le récipient.
- Purger l'air de la cellule de mesure puis reboucher. La mesure peut commencer.
- La mesure hydraulique est réalisée par pesée du fluide s'étant écoulé dans le récipient de collecte, suivant un pas de temps adapté au débit.
- Lorsqu'un régime permanent ou pseudo-permanent est atteint, couper l'alimentation en eau, relâcher la contrainte mécanique et procéder au démontage de la cellule. La partie inférieure de la cellule contenant l'argile est repesée pour vérifier si la masse du sol a éventuellement été augmentée par absorption d'eau.
- Fin du protocole.

Annexe IV: Protocole de prise d'empreintes d'états de surface sur sites

PRINCIPE

Le principe de ce protocole est de mouler une portion de surface de barrière minérale d'installation de stockage des déchets.

MATERIEL

- Cerclage en acier inoxydable de 1 m de diamètre et de 25 cm de hauteur
- Graisse et pinceau
- Bande de 3,14 m x 8 cm de géomembrane PEHD, 2 mm d'épaisseur
- Bac de mélange pour le plâtre de grande capacité
- Perceuse et hélice
- Plâtre polyester Plus-Plus® (Caldic Spécialités), 50 kg sont nécessaires pour chaque moulage
- Silicone en cartouche d'injection
- Spatules
- Eau (environ 20 L par moule)
- Grille d'acier déployé d'un mètre de diamètre

METHODE

- Placer le cerclage en acier sur la zone que l'on souhaite mouler.
- Graisser le bas du cerclage sur 5 cm, à l'aide du pinceau.



Figure AIV-1: Mise en place du cerclage d'acier sur la zone à mouler

- Disposer le cerclage de géomembrane de 3,14 m x 8 cm à l'intérieur de la bague. Grâce à la graisse, la bande de géomembrane est facile à enlever et facilite le démontage du moulage au laboratoire.
- Fermer la bande de géomembrane par un joint de silicone.
- Réaliser des joints internes et externes en formant un cordon de silicone de façon à constituer un dispositif étanche.

- Préparer dans le bac le mélange pour la 1^{ère} couche de plâtre. Placer d'abord l'eau puis verser en pluie la poudre de plâtre polyester. On utilise un sac de 25 kg de plâtre dans 8 L d'eau. L'hélice montée sur la perceuse permet d'obtenir un mélange homogène.
- Couler le plâtre pendant qu'il est liquide dans le cerclage d'acier en cassant le jet de façon à ne pas endommager la surface du terrain. On surveille l'absence de fuites de plâtre périphériques.
- Préparer la seconde couche de plâtre polyester. On utilise un autre sac de 25 kg avec 9 L d'eau. Le plâtre est plus liquide afin de former une surface parfaitement lisse et plane. On peut couler la seconde couche sans attendre que la première ait fini de prendre.
- Le plâtre polyester prend rapidement avec réaction exothermique, en 20 minutes environ mais un délai de 2 h est préférable avant retrait, pour que le moulage soit parfaitement sec.



Figure AIV-2: Moulage de l'état de surface de la barrière minérale en cours

- Décoller le cerclage en utilisant les poignées. Lorsque la barrière minérale n'est pas très humide, celui-ci vient sans difficulté. La partie du protocole sur site est terminée. La surface de la barrière minérale n'est pas endommagée par la réalisation du moulage.
- De retour au laboratoire, nettoyer la surface sous jet d'eau haute pression et par brossage.
- Une fois nettoyé et extrait du cerclage d'acier, déposer le moulage sur le sol pour procéder à son renforcement.
- Installer la grille d'acier déployé sur la surface supérieure, plane, du moulage.



Figure AIV-3: la grille de renforcement d'acier est mise en place

- Préparer un nouveau sac de 25 kg de plâtre polyester avec 9 L d'eau et le couler sur la grille d'acier.
- Attendre la prise.
- Retirer la bande de géomembrane.
- Fin du protocole. Le moulage porte donc sur sa face inférieure l'empreinte de l'état de surface du site. Son épaisseur et son armature le rendent propre à une utilisation sous contrainte mécanique.

Annexe V: Protocole de reproduction de l'état de surface réel en colonne d'essais de diamètre 1 m

PRINCIPE

Ce protocole permet de reproduire le même état de surface réel à partir du plâtre polyester pour les essais en colonne métrique, à la surface de la couche d'argile compactée.

Le protocole se déroule dans la colonne d'essai de 1 m de diamètre.

MATERIEL NECESSAIRE

- Argile de Montreuil-sur-Barse à 21 % de teneur en eau sous forme d'agrégats 20 mm (environ 50 kg);
- Film plastique de 1,5 × 1,5 m;
- Sable fin (20 Kg);
- Presse hydraulique AEME A3 Bergamo – Italy;
- Disque d'acier diamètre 1 m (200 Kg environ) avec système de fixation au centre;
- Spatules et couteaux;
- Niveaux à bulle;
- Moulage de diamètre 1 m en plâtre polyester;
- Engin élévateur;
- 2 allonges d'acier pour des bras de le chariot élévateur + 2 écrous de 24 mm servant de cales;
- Table élévatrice supportant 200 Kg;
- Gueuses de diamètre 20 cm;
- 4 maillons de chaîne d'acier + 2 manilles + anneau de fixation sur piston de la presse.

METHODE

- Placer une rehausse d'acier sur l'embase contenant les 30 cm d'argile compactée.
- Répartir les 50 kg d'argile foisonnée dans la rehausse, en agrégats centimétriques.
- Retirer la rehausse.
- Compacter très légèrement à la dame manuelle de diamètre 10 cm de façon à lier les agrégats d'argile.
- Régaler la surface à la spatule.
- Déposer le moulage de plâtre polyester sur la surface ainsi obtenue, face irrégulière contre les agrégats d'argile. Positionner le moulage de façon que les marques correspondent au repères fixés.



Figure AV-1: le moulage est placé sur la couche d'argile

- Déposer le film plastique 1,5 x 1,5 m sur le moulage de plâtre polyester.
- Déposer une couche de sable fin de quelques cm (5 cm maximum) sur le film plastique. Le sable permet de répartir la charge mécanique qui sera appliquée sur le moulage, et améliore le contact entre le disque d'acier de la presse et le moulage.



Figure AV-2: Une couche de sable est étalée et réglée pour uniformiser le contact entre la plaque d'acier et le moulage de plâtre polyester

- Replier les bords du film plastique pour éviter la chute du sable lors de l'application de la contrainte.
- Le disque d'acier reposant sur la table élévatrice face à la presse, présenter les bras rallongés de le chariot élévateur face aux fixations du disque. Une fois les bras rentrés, placer un écrou entre la fixation et le bras de façon à servir de cale.



Figure AV-3: la plaque d'acier est approchée à l'aide de l'engin élévateur

- Soulever doucement le disque, retirer la table élévatrice et avancer le transpalette jusqu'à ce que le centre du disque soit à l'aplomb du piston de la presse.
- Descendre le disque d'acier si nécessaire sans toutefois qu'il touche le sable.
- Descendre le piston (sans arriver en bout de course) de la presse équipée de l'anneau.
- Attacher une extrémité de la chaîne avec une manille à l'anneau du disque.
- Compter 4 maillons et avec une seconde manille attacher la seconde extrémité de la chaîne à l'anneau du piston.

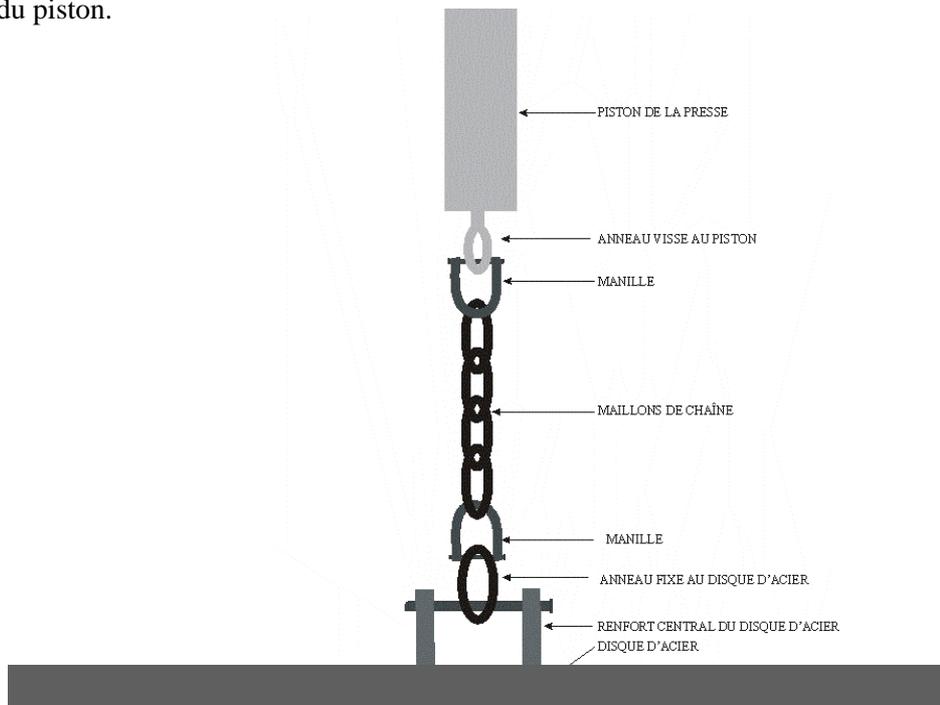


Figure AV-4: Schéma de raccordement de la plaque d'acier au piston de la presse

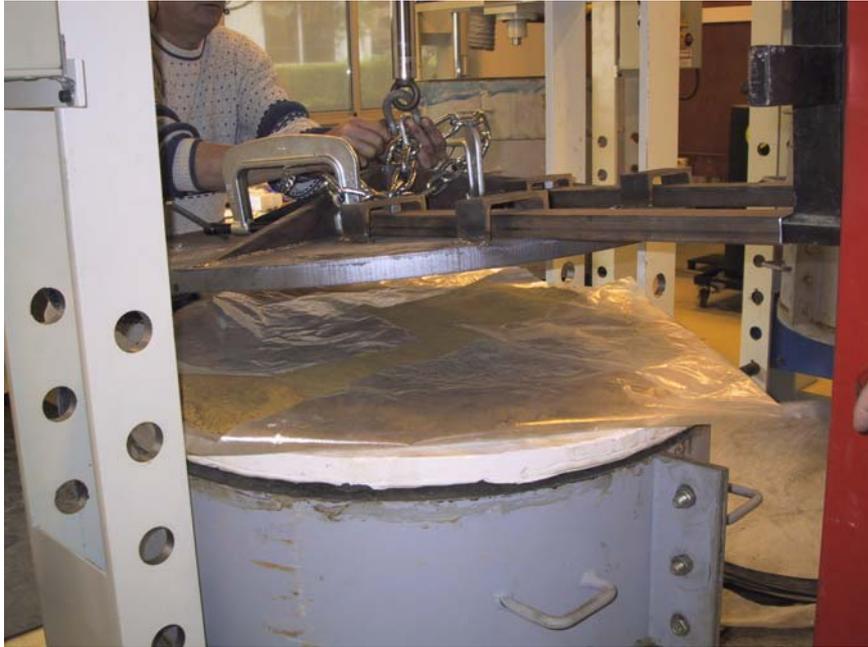


Figure AV-5: la plaque d'acier est fixée au piston suivant le schéma précédent

- Remonter le piston de la presse pour tendre la chaîne et retirer simultanément le chariot élévateur. Le disque est suspendu par son centre au-dessus de la couche de sable.



Figure AV-6: descente de la plaque en utilisant la presse hydraulique

- Descendre doucement le disque en s'assurant qu'il ne soit pas excentré par rapport au plâtre polyester. Le disque repose à présent sur la couche de sable.
- Retirer la chaîne, les manilles et dévisser l'anneau du piston. Le remplacer par la rallonge du piston.
- Placer la gueuse d'acier sur le renfort au centre du disque. Descendre le piston jusqu'à une hauteur de 1 cm au-dessus de la gueuse.



Figure AV-7: application de la contrainte mécanique pour reproduire l'état de surface

- Régler la consigne de la presse sur le cadran en positionnant l'aiguille sur 120 graduations (correspondant à une force de 60 KN). Appuyer sur le bouton "descente piston" jusqu'à ce que l'aiguille rouge atteigne la consigne. La presse régule alors automatiquement la contrainte.
- Attendre 10 secondes environ.
- Relever le piston jusqu'à ne plus toucher la gueuse. Répéter 5 fois l'opération mise sous contrainte-relâchement. Prolonger la dernière application de contrainte pendant 10 minutes au moins.
- Relever le piston jusqu'en haut. Dévisser la rallonge piston et remplacer par l'anneau.
- Soulever le disque avec le chariot élévateur (même méthode que précédemment), reculer et le déposer sur la table élévatrice.
- Retirer le film plastique contenant le sable.



Figure AV-8: les repères sur le moulage sont utilisés pour le replacer toujours dans la même position par rapport à la colonne d'essais

- Soulever (en s'aidant éventuellement d'un bras du chariot élévateur lorsque le moulage colle fortement à la surface d'argile) le plâtre polyester. Prendre garde à ne pas traîner le moulage sur la surface de l'argile, qui ne serait alors plus conforme à la topographie originale.
- Observation de la surface reproduite. Normalement, la surface n'est pas lisse, des agrégats d'argile sont encore visibles par endroits.
- Lisser à la spatule la surface sans compacter et sans modifier la topographie formée par la première phase de pression. Humidifier légèrement la surface si besoin.



Figure AV-9: étape intermédiaire de lissage de la couche d'argile

- Repositionner le moulage de plâtre polyester d'après les marques.



Figure AV-10: remise en place du moulage

- Remettre en place le sable et disque d'acier comme indiqué précédemment.
- Régler la consigne de la presse sur le cadran en positionnant maintenant l'aiguille sur 200 graduations (ce qui équivaut à une force de 100 KN). Appuyer sur le bouton "descente piston" jusqu'à ce que l'aiguille rouge atteigne la consigne. La presse régule alors automatiquement la contrainte.
- Attendre 10 secondes environ.
- Répéter l'opération 5 fois, prolonger la dernière application de contrainte mécanique 20 minutes au moins.
- Relever le piston jusqu'en haut. Dévisser la rallonge piston et remplacer par l'anneau. Soulever le disque avec le chariot élévateur (même méthode que précédemment), reculer et le déposer sur la table élévatrice.
- Démonter le système comme indiqué plus haut.
- Observer de la qualité de la surface reproduite. La surface reproduite est normalement très proche de l'originale sur le moulage de plâtre (mais inversée). La périphérie seule n'est pas toujours correctement reproduite sur une distance d'environ 10 cm du bord.



Figure AV-11: état de surface reproduit en fin d'essai

- Dans le cas d'une utilisation ultérieure, humidifier légèrement au vaporisateur et recouvrir d'un film plastique pour éviter l'apparition de fentes de dessiccation.
- Fin du protocole. La surface de la couche d'argile en colonne d'essai présent donc maintenant un état de surface conforme à celui d'un site d'ISD, reproductible pour chaque essai effectué.

Annexe VI: Protocole de détermination de la courbe teneur en eau – succion des géotextiles

PRINCIPE

Ce protocole présente la détermination de la courbe de teneur en eau en fonction de la succion pour les géotextiles testés en colonne d'essai.

METHODE

Le principe de l'essai est inspiré de la norme NF ISO 11274 : « Qualité du sol :détermination de la caractéristique de la rétention en eau » et du protocole de mesure décrit dans Stormont et al. (1996), spécifique aux géotextiles. Les échantillons sont placés dans les récipients contenant des plaques poreuses et une succion est imposée (identique pour tous les échantillons). La succion matricielle est égale à la différence de cote entre l'échantillon et le niveau de l'eau dans le récipient d'alimentation (cf. Figure IV-30). Les géotextiles sont pesés pour chaque succion et leur teneur en eau correspondant à chaque palier est déduite de la pesée.

- Les cotes des 4 pierres poreuses sont mesurées avec précision grâce à un appareil de visée
- Un petit vase de Mariotte est mis en place dans le bac à niveau constant de manière à l'alimenter de façon continue et à compenser une éventuelle évaporation (et donc baisse du niveau) de l'eau
- Les échantillons de géotextiles sont découpés à l'emporte-pièce en pièces de 6cm de diamètre puis pesés à sec sur une balance au centième de gramme. Ils sont ensuite placés chacun dans un récipient équipé d'une pierre poreuse (porosité = 60 %, point d'entrée d'air = 1 m, diamètre des pores = 16 micromètres)
- Une masse de 225 g est placée sur chaque géotextile, afin d'assurer un parfait contact entre le produit et la plaque poreuse, conformément aux travaux expérimentaux de Stormont et al. (1997). Un entonnoir bouché est placé sur le dispositif pour éviter l'évaporation

Nous avons choisi de mesurer en premier lieu la phase d'imbibition du géotextile, la première succion imposée étant la plus forte, pour se rapprocher ensuite par paliers successifs d'une succion nulle. La phase de drainage est mesurée ensuite. Les paliers de succion imposés lors de la phase d'imbibition sont donc de -25 cm, -20 cm, -15 cm, -10 cm, -5 cm, -2,5 cm, -1,5 cm, -1 cm, -0,8 cm, -0,6 cm, -0,4 cm, -0,2 cm, 0cm puis dans l'ordre inverse lors de la phase de drainage. Un délai de 24h est respecté entre chaque réajustement de la succion imposée et la pesée correspondante pour que la pression s'équilibre parfaitement entre le géotextile et la plaque poreuse.

Les échantillons sont manipulés délicatement avec une pince pour toutes les opérations, en évitant de compresser les produits pour éviter qu'ils perdent de l'eau.

- Une fois la mesure effectuée, le géotextile regagne l'entonnoir de verre et est remis en contact intime avec la pierre poreuse par application de la masse de 225 g. Une fois toutes les pesées réalisées, la succion est modifiée en ajustant le niveau du bac à niveau constant (lecture sur le réglet).

La mesure de la relation teneur en eau – succion est réalisée en simultané sur plusieurs échantillons de géotextile.