

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE 20 AOUT 1955- SKIKDA
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
Code: D012117013D



جامعة 20 أوت 1955 - سكيكدة
كلية التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية
المرجع: D012117013D

Thèse
Présentée pour l'obtention du Diplôme de
Doctorat en science

Spécialité : Génie Civil
Option : Géotechnique

Thème :

**Étude des couplages hydro-mécanique en installation de
stockage des déchets non dangereux**

Présentée par :
SLIMANI RACHID

Dirigé par :

Directeur de thèse:	SBARTAI B	Professeur	Université de Annaba
Co-Directeur de thèse:	DIAS D	Professeur	UJF - Grenoble

Soutenue Publiquement le 11/01/2018

Devant le jury composé de :

MESSAST S	Professeur	Président	Université de Skikda
SBARTAI B	Professeur	Rapporteur	Université de Annaba
MEKSSAOUINE M	Professeur	Examineur	Université de Annaba
MANSOURI R	Professeur	Examineur	Université de Guelma
HIDJEB M	M.C.A	Examineur	Université de Skikda
BOUZIANE S	M.C.A	Examineur	Université de Skikda

Résumé :

La gestion des déchets ménagers est un enjeu économique et environnemental de grande envergure, l'établissement d'un plan directeur de gestion intégrée des déchets devient ainsi un outil indispensable aux différents acteurs opérant dans ce domaine.

La production de déchets ne cesse d'augmenter suite à l'augmentation de la population et à la croissance économique. En Algérie, la production de déchets a augmenté sensiblement sur les dernières années. Le stockage des Déchets Non Dangereux dans les centre d'enfouissement techniques (CET) est une méthode très utilisée en Algérie. Les CET deviennent des ouvrages de plus en plus techniques au sein desquels un matériau hétérogène (le déchet) qui a des propriétés variables dans le temps et dans l'espace.

La prévision des volumes et des débits de lixiviat (pour pomper ou pour injecter) dans les casiers de stockage de déchets ménagers ainsi que le tassement induite à long terme dans (CET) ont une importance primordiale dans la gestion du stockage au sein des CET.

Cependant, la recherche des simulations numériques pouvant représenter le comportement (hydraulique et mécanique) le plus correctement possible, est nécessaire pour développer des modèles qui prédisent le tassement et les processus du pompage de lixiviat (et d'injection) dans le matériaux déchets afin d'optimiser les systèmes de pompage ainsi d'optimiser l'utilisation de l'espace réservé au stockage des déchets (la réutilisation des espaces après les tassements)

Le programme de recherche faisant l'objet de ce mémoire est relatif au comportement hydro-mécanique des déchets, dont l'objectif de ce travail est d'analyser les mécanismes physiques et de proposer des modèles numériques représentant le couplage hydro-mécanique du comportement de déchet.

Mots clés : Déchets non dangereux, comportement, hydro-mécanique, modélisation, M.E.F, D.F.

Summary:

The management of household waste is a major economic and environmental challenge, and the establishment of an integrated waste management master plan becomes an indispensable tool for the various actors operating in this field.

Waste production continues to grow as population growth and economic growth continue. In Algeria, waste generation has increased significantly in recent years. The storage of non-hazardous waste in technical landfills (CET) is a waste management solution still strongly used in Algeria. The CET is becoming more and more technical works in which waste whose behavior varies both in time and space.

The prediction of leachate volumes and flows (for pumping or injecting) into domestic waste storage traps as well as long-term induced compaction in (CET) is an important issue in short-term and long-term management Of one (CET).

However, the search for numerical simulations that can represent the behavior (hydraulic and mechanical) as correctly as possible is necessary to develop models that predict the settlement and leachate (and injection) pumping processes in the waste materials in order to Optimize pumping systems and optimize the use of the space reserved for waste storage (the reuse of spaces after settlements)

The research program in this thesis is related to the hydro-mechanical behavior of waste, whose objective is to analyze the physical mechanisms and propose numerical models representing the hydro-mechanical coupling of the behavior of the waste.

Key words: Non-hazardous waste, behavior, hydro-mechanics, modeling, M.E.F, D.F.

خلاصة:

إدارة النفايات المنزلية هو التحدي الاقتصادي والبيئي على نطاق واسع، ووضع خطة لإدارة المتكاملة للنفايات تصبح أداة أساسية لمختلف المتعاملين في هذا المجال.

إنتاج النفايات في تزايد مستمر بسبب الزيادة في عدد السكان والنمو الاقتصادي. في الجزائر، وزاد إنتاج النفايات بشكل كبير خلال السنوات الأخيرة. تخزين مكب النفايات غير الخطرة في المركز التقني هو الحل مزيد المستخدم بكثرة في الجزائر. أصبحت CET الطريقة الأكثر تقنية مع العلم بالسلوك المتغير في الزمان و المكان لمادة النفاية.

التنبؤ بأحجام ومعدلات تدفق العصارة (لضخ أو حقن) في خزانات النفايات المنزلية والضغط الناجم عن المدى الطويل مسألة مهمة في إدارة حياه CET (عناالمدى القصير وطويل).

ومع ذلك، البحث عن المحاكاة الرقمية التي يمكن أن تمثل سلوك (الهيدروليكية والميكانيكية) بأكثر قدر ممكن، أمر ضروري لتطوير النماذج لتوقع عملية ضخ العصارة (والحقن) في النفايات من أجل " تحسين أنظمة الضخ والاستخدام الأمثل للمساحة لتخزين النفايات (إعادة استخدام المساحات بعد المستوطنات).

برنامج البحث و موضوع هذه الرسالة هو البحث على سلوك المائية- الميكانيكية النفايات، والهدف من هذا العمل هو تحليل الآليات المادية واقتراح النماذج العددية تمثل اقتران سلوك المائي- الميكانيكية للنفايات.

كلمات البحث: النفايات غير الخطرة ، والسلوك، المائي-الميكانيكية، والنمذجة، M.E.F ، D. F.

REMERCIEMENTS

Je remercie le bon Dieu, de m'avoir donné la force pour survivre, ainsi que le courage pour dépasser toutes les difficultés.

Le travail de cette thèse a été effectué au Département de Génie Civil de l'Université de Skikda. Je tiens à remercier Monsieur, le responsable et tous les personnels du Département de Génie Civil de l'Université de Skikda

J'adresse mes plus vifs remerciements à mon directeur de thèse : Monsieur, SBARTAI Badreddine pour ces encouragements permanents, sa rigueur scientifique, son exigence et son suivi qui ont contribué au bon déroulement de cette étude.

Je tiens à remercier les membres du jury : le président du jury : Mr MESSAST.S et les examinateurs: Mr MEKSSAOUINE. M, Mr MANSOURI. R, Mr HIDJEB. M et Mr BOUZIANE. S pour l'intérêt qu'ils ont accordé à ce travail en acceptant de le juger.

J'adresse mes remerciements à mon co-directeur de thèse, Monsieur, DIAS Daniel. Je lui suis particulièrement reconnaissant à la fois pour l'intérêt qu'il a porté à mon travail, pour sa constante disponibilité et pour sa contribution, notamment dans la conduite de mes études de recherches.

Je remercie le laboratoire LTHE (équipe de TRANSPORE) pour son accueil et en particulier Mr OXARANGO Laurent pour leur suivi et conseils.

Je remercie mes parents ainsi à mes frères, mes sœurs et tous les membres de ma grande famille pour leurs soutiens. Je tiens à remercier mon épouse et mes enfants pour ses compréhensions et ses soutiens durant toute la durée de mes études en France.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers mes amies et mes collègues qui ne cessent de me soutenir et m'encourager.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GÉNÉRALE	21
CHAPITRE N°I : LES DECHETS EN ALGERIE	
1.1. INTRODUCTION.....	25
1.2. ANALYSE DE LA PRODUCTION DES DECHETS EN ALGERIE.....	25
1.2.1. ANALYSE SOCIOECONOMIQUE.....	25
1.2.2. ANALYSE CONTEXTE ENVIRONNEMENTAL.....	25
1.2.3. LE DECHET DU POINT DE VUE JURIDIQUE.....	25
1.3. LE DÈFIT DE GESTION DES DECHETS EN ALGÈRE.....	26
1.4. QUANTITÉS DES DÈCHETS URBAINS PRODUITS EN ALGERIE	27
1.5. CADRE POLITIQUE, LEGAL ET INSTITUTIONNEL.....	27
1.6. DEFINITION DU TERME "DÈCHET".....	28
1.7. CLASSIFICATION.....	28
1.8. COMPOSITION PHYSICO-CHIMIQUE DES DECHETS URBAINS.....	29
1.9. GESTION DES DÈCHETS.....	30
1.9.1. L'IMPACT DE DÈCHETS SUR L'ENVIRONNEMENT ET LA SANTÈ.....	30
1.9.2. LES CENTRES D'ENFOUISSEMENT TECHNIQUES DE DECHETS (CET).....	31
1.10. CONCLUSION.....	32
CHAPITRE N°II : ÉTUDE DES DÈCHETS NON DANGEREUX DANS LES CENTRES D'ENFOUISSEMENT TECHNIQUES (CET)	
2.1. INTRODUCTION	33
2.2. DÉFINITIONS.....	34
2.2.1. DÉFINITION GÈNÈRALE D'UN DÈCHET.....	34
2.2.2. TYPE DE DÈCHETS.....	34
2.3. LES FILIÈRES DE TRAITEMENT DE DÈCHETS.....	35
2.3.1. PRODUCTION DES DECHETS EN ALGERIE.....	35
2.3.2. PRODUCTION DE DECHETS EN FRANCE.....	36
2.3.3. TRAITEMENT DES DECHETS.....	37
2.4. LES INSTALLATIONS DE STOCKAGES DES DECHETS NON DANGEREUX.....	37
2.4.1. STRUCTURE D'UNE (ISDND)	37
2.4.2. LA CELLULE DE STOCKAGE.....	38
2.5. GESTION D'UNE ISDND.....	40
2.6. L'ÉVOLUTION DES TECHNIQUES DE STOCKAGE DES DECHETS EN ISDND.....	40
2.6.1. LES DECHARGES SAUVAGES	40
2.6.2. LES ISDND.....	40
2.6.2.1. LA RECIRCULATION DES LIXIVIATS.....	41
2.6.2.2. L'ISDND BIOREACTEUR.....	41
2.6.2.3. AUTRES MODES DE GESTION DE STOCKAGE DES DND.....	42
2.6.2.4. L'EFFET DES PHÉNOMÈNES HYDRO-MÉCANIQUE ET BIO-MÉCANIQUE SUR LA GESTION DES ISDND	42
2.7. CONCLUSION.....	43
CHAPITRE N°III : CARACTERISATION DU MILIEU DECHET	
3.1. INTRODUCTION	45
3.2. COMPOSITION ET STRUCTURE DU DECHET.....	45

3.3. CLASSIFICATIONS DES DECHETS.....	46
3.4. LES PROPRIETES DES TROIS PHASES CONSTITUANTS LE MATERIAU DECHET.....	50
3.4.1. PROPRIETES DE LA PHASE SOLIDE.....	50
3.4.1.1. GRANULOMETRIE DU DECHET.....	50
3.4.1.2. MASSE VOLUMIQUE.....	51
3.4.1.3. POROSITE.....	53
3.4.1.4. LA TENEUR EN EAU.....	56
3.4.1.5. LA TENEUR EN GAZ.....	60
3.4.2. PROPRIETES DE LA PHASE LIQUIDE.....	60
3.4.2.1. COMPOSITION.....	60
3.4.2.2. CARACTERISATION CHIMIQUE DE LA PHASE LIQUIDE.....	62
3.4.2.3. CARACTERISATION PHYSICO-CHIMIQUE DE LA PHASE LIQUIDE.....	62
3.4.2.4. PARAMETRES PHYSIQUES POUR LA PROCHE BIO-HYDRO- MECANIQUE.....	63
3.4.2.5. LA MASSE VOLUMIQUE DU LIXIVIAT.....	63
3.4.2.6. VISCOSITE DYNAMIQUE DU LIXIVIAT.....	64
3.4.3. PROPRIETES DE LA PHASE GAZEUSE.....	64
3.4.3.1. COMPOSITION.....	64
3.4.3.2. MASSE VOLUMIQUE DU GAZ.....	67
3.4.3.3. VISCOSITE DYNAMIQUE DU BIOGAZ.....	68
3.5. CONCLUSION.....	68

CHAPITRE N°IV : ETAT DE L'ART SUR LE COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DU MATERIAU DECHET

4.1. INTRODUCTION.....	70
4.2. MODELES D'ÉCOULEMENT.....	70
4.2.1. ÉCOULEMENTS DANS UN MILIEU SATURE.....	70
4.2.1.1. DEFINITIONS.....	70
4.2.1.2. LOI DE DARCY.....	72
4.2.1.3. MESURE EN LABORATOIRE DU COEFFICIENT DE PERMEABILITE DU SOL.....	74
4.2.2. ÉCOULEMENTS DANS MILIEU NON SATURE.....	75
4.2.2.1. TRANSFERTS D'EAU DANS LES SOLS NON SATURES.....	76
4.2.2.2. TECHNIQUES DE MESURE DE PERMEABILITE.....	77
4.3. PERMÉABILITÉ DES DECHETS.....	81
4.3.1. LE TENSEUR DE PERMEABILITE INTRINSEQUE.....	82
4.3.1.1. MESURE EN LABORATOIRE.....	83
4.3.1.2. MESURE SUR SITE DE LA PERMEABILITE INTRINSEQUE.....	86
4.3.2. LA PERMEABILITE RELATIVE.....	88
4.3.2.1. MESURE DE PERMEABILITE RELATIVE AU GAZ.....	88
4.3.2.2. MESURE DE PERMEABILITE RELATIVE AU LIQUIDE.....	89
4.3.2.3. MODELES DE PERMEABILITE RELATIVE.....	90
4.4. PROPRIETES DE RETENTION ET LA CAPACITE AU CHAMP.....	91
4.4.1. DEFINITIONS DE LA CAPACITE AU CHAMP θ_{cc}	91
4.4.2. DISCUSSION.....	92
4.5. COURBE DE RETENTION (OU COURBE DE PRESSION CAPILLAIRE).....	93
4.5.1. DEFINITION.....	93
4.5.2. COURBES DE RETENTION EXISTANT DANS LA LITTERATURE.....	93
4.5.3. DISCUSSION.....	95

4.5.4. DETERMINATION DE LA COURBE DE RETENTION EN LABORATOIRE.....	95
4.5.5. MODELISATION DE LA COURBE DE RETENTION.....	96
4.5.6. DETERMINATION DES TAILLES DE PORES ON UTILISANT LA COURBE DE RETENTION.....	96
4.6. CONCLUSION.....	96

CHAPITRE N°V : MODELISATION NUMERIQUE DE COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DU MATERIAU DECHET

5.1. INTRODUCTION.....	98
5.2. MODELISATION (DES ESSAIS) DE POMPAGE ET D'INJECTION DE LIXIVIAT DANS UNE CELLULE DE STOCKAGE DE DECHET	98
5.2.1. ESSAIS IN SITU DE POMPAGE ET D'INJECTION	98
5.2.1.1. DESCRIPTION DE LA CELLULE EXPERIMENTALE ET SON INSTRUMENTATION.....	98
5.2.1.2. ESSAIS DE POMPAGE.....	99
5.2.1.3. ESSAIS D'INJECTION	102
5.2.2. ANALYSE NUMERIQUE DE L'ESSAI DE POMPAGE ET D'INJECTION	104
5.2.2.1. PRESENTATION DU PROBLEME NUMERIQUE	104
5.2.2.2. DESCRIPTION DU MODELE.....	104
5.2.2.3. CONDITIONS INITIALES ET CONDITIONS LIMITES	105
5.2.2.4. LES PARAMETRES DU MODELE	107
5.2.2.5. LA DEMARCHE DU CALCUL	107
5.2.2.6. MODELE AVEC UNE PERMEABILITE VARIABLE AVEC LA PROFONDEUR.....	108
5.3. PRINCIPAUX RESULTATS, QUESTIONS OUVERTES ET DISCUSSION.....	111
5.3.1. FORME DU NIVEAU DE LA NAPPE DE LIXIVIAT A LA FIN DES ESSAIS	111
5.3.2. INFLUENCE DE LA STRATIFICATION VERTICALE DE LA PERMEABILITE.....	111
5.3.3. IMPACTE DE LA VARIATION K_s EN FONCTION DE LA PROFONDEUR SUR UN POMPAGE STABILISE.....	113
5.3.4. LIMITATIONS DU MODELE ET PERSPECTIVES D'AMELIORATION.....	113
5.3.5. ETUDE PARAMETRIQUE	114
5.3.5.1. EFFET DES PARAMETRES DE RETENTION (VAN GENUCHTEN)	114
5.3.5.2. EFFET DE LA VARIATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE A SATURATION AVEC LA PROFONDEUR.....	117
5.4. CONCLUSION.....	120

CHAPITRE N°VI : ETAT DE L'ART SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DU MATERIAU DECHET

6.1. INTRODUCTION	122
6.2. TASSEMENTS.....	122
6.2.1. DEFINITIONS.....	123
6.2.2. LES PHASES DU TASSEMENT DANS LE MATERIAU DECHET.....	124
6.2.3. MODELISATION DU TASSEMENT DES DECHETS.....	125
6.2.3.1. MODELES MECANQUES	125
6.2.3.2. MODELES RHEOLOGIQUES ET APPLICATION AUX DECHETS	131
6.2.3.3. MODELES EMPIRIQUES ET APPLICATION AUX DECHETS.....	134
6.2.3.4. MODELES BIOCHIMIQUES ET APPLICATION AUX DECHETS.....	135
6.3. LE COMPORTEMENT MECANIQUE DU MATERIEAU DECHET	141
6.3.1. DEFINITIONS DES CONTRAINTES ET DES DEFORMATIONS DANS LE SOL.....	141

6.3.1.1. ÉTAT DE CONTRAINTES EN UN POINT D'UN MILIEU CONTINU.....	141
6.3.2. LOIS DE COMPORTEMENT	147
6.3.2.1. INTRODUCTION	147
6.3.2.2. METHODE DE CONSTRUCTION D'UNE LOI DE COMPORTEMENT	147
6.3.2.3. LOIS DE COMPORTEMENT ELASTIQUE.....	153
6.3.2.4. MODULE D'YOUNG ET COEFFICIENT DE POISSON DES MATERIAUX ISOTROPES	150
6.3.2.5. LOIS DE COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUES	150
6.3.2.6. CRITERES DE PLASTICITE USUELS EN MECANIQUE DES SOLS	152
6.3.2.7. MODELES ELASTOPLASTIQUES AVEC ECROUISSAGE	159
6.3.2.8. MODELES ELASTOPLASTIQUES AVEC ECROUISSAGE APPLIQUES AUX DECHETS.....	166
6.4. CONCLUSION	169

CHAPITRE N°VII : MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DU MATERIAU DECHET

7.1. INTRODUCTION	171
7.2. PRESENTATION DU LOGICIEL FLAC	172
7.2.1. INTRODUCTION.....	172
7.2.2. PRINCIPE DE RESOLUTION NUMERIQUE DANS DU LOGICIEL FLAC ^{2D}	173
7.2.3. LES DIFFERENCES FINIES	174
7.2.4. ANALYSE LAGRANGIENNE.....	175
7.2.5. LES METHODES MILIEU CONTINU DANS FLAC.....	175
7.2.6. SCHEMA DE RESOLUTION EXPLICITE.....	175
7.2.7. FORMULATION NUMERIQUE EN DIFFERENCES FINIES.....	176
7.3. MODELES DE COMPORTEMENT DANS FLAC	178
7.3.1. MODELES DU COMPORTEMENT DU SOL	178
7.3.2. TYPE DE SOLLICITATIONS	179
7.4. MODELISATION AVEC FLAC ^{2D}	179
7.4.1. DECLARATION DES DONNEES DANS LE CODE FLAC ^{2D}	179
7.4.2. GENERATIONS DES GRILLES	180
7.4.3. CONDITIONS AUX LIMITES.....	180
7.4.4. CONDITIONS INITIALES	180
7.5. SIMULATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'ISDND	180
7.5.1. LA DESCRIPTION DU MODELE UTILISE	180
7.5.2. ORIGINE ET DEVELOPPEMENT DE LA LOI.....	184
7.5.3. PRINCIPE DE LA LOI CVISC	185
7.5.4. CHOIX DU PAS DE TEMPS.....	185
7.5.5. LES PARAMETRES DU MODELE.....	185
7.6. CALAGE DU MODELE SUR LES ESSAIS TRIAXIAUX ET LES ESSAIS OEDOMETRIQUES	185
7.6.1. DESCRIPTION DES ESSAIS EXPERIMENTAUX MODELISES	185
7.6.1.1. ESSAIS TRIAXIAUX.....	186
7.6.1.2. ESSAIS OEDOMETRIQUES.....	186
7.6.2. MODELISATION DES ESSAIS EXPERIMENTAUX	187
7.6.2.1. MODELISATION DES ESSAIS TRIAXIAUX.....	187
7.6.2.2. MODELISATION DES ESSAIS OEDOMETRIQUE.....	188
7.6.3. CALAGE DU MODELE	188
7.6.3.1. CALAGE SUR LES ESSAIS TRIAXIAUX.....	189

7.6.3.2. CALAGE SUR LES ESSAIS OEDOMETRES.....	194
7.7. MODÉLISATION DE CELLULES D'ENFOUISSEMENT AVEC FLAC ^{2D}	196
7.7.1. MATERIELS ET METHODES.....	196
7.7.2. RESULTATS ET DISCUSSIONS.....	199
7.8. ETUDE DU COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE D'ISDND	200
7.8.1. VARIATION DU MODULE D'YOUNG E AVEC LA PROFONDEUR.....	200
7.8.2. ÉTUDE DE L'IMPACT DE LA VISCOSITE SUR LE DEPLACEMENT VERTICAL (U_{yi})	201
7.8.3. ÉTUDE DE L'IMPACT DE LA VISCOSITE SUR LE DEPLACEMENT HORIZONTAL (U_{xi})	202
7.8.4. ÉTUDE DE L'EVOLUTION DE LA DEFORMATION AU CISAILLEMENT (ϵ_{xy}) AU COURS DU TEMPS.....	202
7.9. CONCLUSION.....	203
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	205
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	208

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE N°I

Figure 1.1 : la composition des déchets ménagers en Algérie (AND, 2007)

Figure 1.2 : réalisation d'un CSD

CHAPITRE N°II

Figure 2.1 : la répartition des déchets des différents secteurs en Algérie (MATE, 2004).

Figure 2.2 : Le pourcentage des déchets par secteurs – en France - (Ademe, 2009)

Figure 2.3 : Répartition des déchets entrant en ITOM (Ademe, 2010)

Figure 2.4 : Répartition de mode e traitement des déchets (en poids) (Ademe, 2010)

Figure 2.5 : Coupe schématique d'un casier d'ISDND

Figure 2.6 : Les différentes couches du fond de la cellul

Figure 2.7 : Les différentes couches d'une couverture des déchets en ISDND

CHAPITRE N°III

Figure 3.1: Présentation des 3 parties du matériau du déchet

Figure 3.2: Comportement Sol ou non-sol des constituants du matériau déchet (Nousheen-Arif, 2010).

Figure 3.3: Classification des déchets selon leur déformabilité (Grisolia et al 1995)

Figure 3.4: classification multi-critères (Dixon et Langer, 2006).

Figure 3.5 : Distribution granulométrique d'un déchet ménager (Jessberger et Kockel, 1991 ou 1993)

Figure 3.6: Différentes définition de la porosité

Figure 3.7: Porosité ouverte

Figure 3.8: Porosité fermée

Figure 3.9: Porosité efficace

Figure 3.10 : l'effet de de la contrainte verticale moyenne sur la porosité efficace du déchet (Powrie et al, 2000)

Figure 3.11 : La variation de la composition du lixiviat pendant la biodégradation (Pohland et Kim, 1999)

Figure 3.12 : Mesures de viscosité dynamique du lixiviat (Staub, 2010)

Figure 3.13 : teneurs en quelques COV du biogaz d'essais au LTHE (Manoukian, 2009).

Figure 3.14 : Pourcentage des constituants du biogaz en fonction du temps (Farquhar and Rovers, 1973)

CHAPITRE N°IV

Figure 4.1 : les différents états de l'eau à l'intérieur d'un déchet

Figure 4.2 : Trajectoire des molécules d'eau dans un sol

Figure 4.3 : Vitesse d'écoulement

Figure 4.4 : Essai de perméabilité à charge constante schéma de principe)

Figure 4.5 : Essai de perméabilité à charge variable (schéma de principe)

Figure 4.6 : Principe de l'essai de

Figure 4.7 : Le volume d'eau échappée au court de l'application d'une pression d'air

Figure 4.8 : Essai de la perméabilité à l'eau et à l'air des sols non saturés

- Figure 4.9 : La variation de la succion et de la teneur en eau
- Figure 4.10 : La détermination de la perméabilité à l'air par la méthode de de Yoshimi et Osterberg
- Figure 4.11 : La variation des perméabilités relatives d'un sable non
- Figure 4.12 : Résultats d'un essai de perméabilité à l'air
- Figure 4.13 : Dispositif de mesure de la perméabilité au gaz
- Figure 4.14 : Résultats des mesures de perméabilité au gaz réalisées par *Stoltz (2007)*
- Figure 4.15 : Perméabilités relatives k_{rG} et k_{rW}
- Figure 4.16 : la Perméabilité k_{GH} et k_{GV} en Θ_G (*Stoltz et al, 2010*)
- Figure 4.17 : La perméabilité k_G ajustée (*Stoltz et al, 2010*)
- Figure 4.18 : L'effet de la teneur en liquide volumétrique et de la masse volumique sèche sur les valeurs de la conductivité hydraulique liquide (*Breitmeyer and Benson, 2011*)
- Figure 4.19 : Courbe de rétention (forme générale)
- Figure 4.20 : Courbe de rétention d'un déchet ménager obtenu à l'aide d'un extracteur avec les paramètres de calage de Van Genuchten associés (*Kazimoglu et al, 2005a*)
- Figure 4.21 : L'effet de la densité sur les courbes de rétention de déchets relevées dans la littérature (*Zardava et al (2009)*).

CHAPITRE N°V

- Figure 5.1: implantation du puits et des piézomètres
- Figure 5.2: procédure de l'essai de pompage
- Figure 5.3: L'évolution du rabattement au puits et dans les piézomètres suivant les 3 lignes (Tinet, 2011)
- Figure 5.4: Evolution de la table de l'eau avec le temps dans le cas du pompage suivant la ligne B
- Figure 5.5: Essai d'injection - Évolution expérimentale de l'augmentation du niveau au puits et dans les piézomètres de la ligne B (Tinet, 2011)
- Figure 5.6: Evolution du niveau de la nappe avec le temps dans le cas de l'injection (Ligne B)
- Figure 5.7: Maillage du domaine axisymétrique pour les simulations de pompage et d'injection
- Figure 5.8 : Schéma de principe utilisé pour la modélisation
- Figure 5.9: Evolution du taux de pompage avec le temps utilisé pour la simulation
- Figure 5.10: organigramme explique les étapes du calcul effectué par COMSOL
- Figure 5.11: La conductivité hydraulique en fonction de la profondeur (pour $K_0=2.10^{-4}$ et $L=3.52m$)
- Figure 5.12: comparaison de la variation de conductivité hydraulique K_s avec la profondeur avec les résultats expérimentaux de Stoltz et al (2010a)
- Figure 5.13 : Influence de la variation de K_s avec la profondeur sur le niveau de lixiviat dans le puits (pompage)
- Figure 5.14: L'effet de la variation de K_s sur les valeurs de W (m) (injection)
- Figure 5.15: profile de la table le lixiviat a la fin du pompage et de l'injection
- Figure 5.16: Comparaison entre expérience et simulation pour le niveau de lixiviat au puits
- Figure 5.17: Impacte de la variation K_s en fonction de la profondeur sur un pompage stabilisé (Slimani et al, 2016)
- Figure 5.18: Effet du paramètre α (Van Genuchten) sur (a) le pompage de lixiviat (b) le niveau de la nappe de lixiviat
- Figure 5.19: effet du paramétrique α sur l'injection

Figure 5.20: Effet du paramètre n (Van Genuchten) sur (a) le pompage de lixiviat (b) le niveau de la nappe de lixiviat

Figure 5.21 : Effet paramétrique n sur l'injection

Figure 5.22: La variation de W avec la variation de l'écart entre θ_s et θ_r dans les essais de pompage

Figure 5.23: La variation de W avec la variation de l'écart entre θ_s et θ_r dans les essais d'injection

Figure 5.24: La variation de W avec la variation du paramétrique L dans les essais de pompage

Figure 5.25: La variation de W avec la variation du paramétrique L dans les essais d'injection

Figure 5.26: La variation de W avec la variation du paramétrique K_0 dans les essais de pompage

Figure 5.27: La variation de W avec la variation du paramétrique K_0 dans les essais d'injection

CHAPITRE N°VI :

Figure 6.1: phases du tassement d'une couche de déchet en fonction du temps d'après l'approche de *Grisolia et al (1995)*

Figure 6.2 : (a) tassement en fonction du temps (b) tassement en fonction du temps (avec double pente C_{ae1} et C_{ae2}) (*Bjarngard et Edgers, 1990*)

Figure 6.3 : Définition de l'âge moyen de la colonne de déchet

Figure 6.4 : principe du modèle incrémental ISPM (*Nousheen 2010*).

Figure 6.5 : la représentation rhéologique du tassement primaire dans le modèle du *Gibson et Lo (1961)*

Figure 6.6 : la représentation rhéologique du tassement secondaire dans le modèle du *Gibson et Lo (1961)*

Figure 6.7 : Représentation du modèle rhéologique de *Gibson et Lo (1961)*

Figure 6.8 : Représentation graphique de la variation de la déformation relative avec le temps dans le modèle rhéologique de *Gibson et Lo (1961)*

Figure 6.9 : Valeurs de a et b proposées par *Rao (1977)*

Figure. 6.10 : Courbes de production de biogaz d'après *Meissner (1996)* (a) débit instantané q (b) quantité cumulée Q

Figure 6.11 : Tassement secondaire mécanique et biologique pour une ISDND (*Staub, 2010*)

Figure 6.12 : différents composants du déchet (*Gourc et al, 2010*).

Figure 6.13: Coupure et facette \vec{n} en M

Figure 6.14 : Vecteur contrainte sur la facette \vec{n} en M

Figure 6.15 : Vecteur contrainte sur les facettes \vec{i} , \vec{j} et \vec{k} en M

Figure 6.16 : Vecteur contrainte sur la facette \vec{i} en M

Figure 6.17 : Face et contrainte principale en M

Figure 6.18 : Faces et contraintes principales en M

Figure 6.19 : présentation des contraintes avec le cercle de Mohr

Figure 6.20: Phénomène d'écrouissage

Figure 6.21: Détermination du module d'Young

Figure 6.22 : Détermination du coefficient du Poisson

Figure 6.23 : Représentation de l'écrouissage (a) isotrope (b) cinématique dans le plan des contraintes principales

Figure 6.24 : Courbes déviateur – déformation axiale pour la loi élastique -linéaire parfaitement plastique

Figure 6.25 : La variation de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale

Figure 6.26 : Caractéristiques de la loi élastique-linéaire parfaitement plastique

Critère de rupture de Tresca

Figure 6.27 : Critère de rupture de TRESCA (Argile saturée non drainée)

Figure 6.28 : Représentations du critère de Tresca dans le plan déviatorique

Figure 6.29: Représentations du critère de Drucker-Prager dans le plan déviatorique

Figure 6.30 : Caractéristiques de la loi élastique-linéaire parfaitement plastique. Critère de rupture Mohr-Coulomb

Figure 6.31 : Représentations du critère de Mohr-Coulomb dans le plan déviatorique

Figure 6.32 : Droites de rupture de Mohr-Coulomb

Figure 6.33: Correspondance entre la droite de rupture dans les axes de Mohr et dans les axes de Cambridge

Figure 6.34 : Correspondance entre la droite de rupture dans les axes de Mohr et dans les axes de Lambe

Figure 6.35 : Etat limite et état critique dans le plan ($\ln p$, e)

Figure 6.36 : Exemples d'état limite et d'états critiques pour un essai triaxial consolidé - non drainé sur des argiles saturées normalement consolidées et surconsolidées

Figure 6.37 : Chemins de contrainte et de déformation vers l'état critique

Figure 6.38 : Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p , q)

Figure 6.39 : Représentation de l'écrouissage pour le modèle Cam-Clay

Figure 6.40: Représentation des surfaces de charge dans le plan (p , q)

Figure 6.41 : (a) Comportement de consolidation dans $e - \ln p'$ l'espace; (b) donner lieu à $q-p'$ espace

CHAPITRE N°VII

Figure.7.1 : l'interface graphique du logiciel FLAC^{2D}

Figure 7.2 : Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC^{2D}

Figure 7.3: Séquence de calcul générale (Billiaux, 1993) des Equations du mouvement

Figure 7.4: Discrétisation mixte

Figure7.5: le modèle viscoplastique -fluage de Burgers

Figure7.6: la présentation des éléments du modèle CVISC en série

Figure 7.7: Figure montre l'essai triaxial

Figure7.8: Les essais triaxiaux non drainés sur un déchet extrait d'une ISD

Figure7.9: Les essais triaxiaux non drainés sur un déchet frais

Figure7.10: Les essais triaxiaux non drainés sur un déchet Synthétique

Figure7.11: Les essais triaxiaux drainés

Figure7.12: Les essais oedométriques réalisés par Olivier (2003)

Figure7.13: Les essais oedométriques réalisés par Stoltz (2009)

Figure7.14: Les essais oedométriques réalisés par Nousheen (2010)

Figure7.15: Schéma EN 3D représentant de l'ISDND (l'axe de symétrie en rouge)

Figure7.16: cellule de la décharge modélisée avec FLAC^{2D}

Figure 7.17 : Le maillage adopté pour le du modèle FLAC^{2D}

Figure 7.18 : Les conditions aux limites du modèle FLAC^{2D}

Figure 7.19 : l'évolution de la déformation verticale en fonction du temps

Figure 7.20: L'ouvrage avec les trois points à étudiés

Figure 7.21: La variation du module d'Young E avec la profondeur

Figure 7.22: L'impact de la viscosité sur le déplacement vertical (u_{y1}) au PointA (0.0, +10.5)

Figure 7.23: La répartition du déplacement vertical sur le matériau déchet

Figure 7.24: L'impact de la viscosité sur le déplacement horizontal maximal (u_{x4}) au Point B (+101, +5.5)

Figure 7.25: La répartition du déplacement horizontal sur le matériau déchet

Figure 7.26: l'évolution de La déformations au cisaillement (ε_{xyC}) au cours du temps

Figure 7.27: La répartition de La déformations au cisaillement (ε_{xy}) sur le matériau déchet

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE N°I

Tableau 1.1 : Production de la quantité des déchets urbains par taille d'agglomération. (Tabet, 2001)

Tableau 1.2 : Projections relatives à la population et aux déchets urbains à l'horizon 2020 (Tabet, 2001)

Tableau 1.3 : Composition des déchets ménagers dans quelques villes algériennes.

CHAPITRE N°II

Tableau 2.1 : types de déchets DND (Ademe, 2009a).

Tableau 2.2: composition de déchets dans les pays arabes (en volume) (METAP, 2004 ; METAP, 2004a ; METAP, 2004b ; METAP, 2004c ; METAP 2004d)

CHAPITRE N°III

Tableau 3.1 : Composition des déchets ménagers de par le monde d'après Manassero et al (1997).

Tableau 3.2 : Classification des déchets proposée par Landva et Clark (1990)

Tableau 3.3 : Classification des déchets on basant sur la vitesse de dégradation

Tableau 3.4 : Classification des déchets proposée par Grisolia et al (1995)

Tableau 3.5 : les différentes valeurs de la masse volumique humide pour des différents états du matériau déchet (Staub, 2010)

Tableau 3.6 : les valeurs des masses volumiques constitutives (Staub, 2010)

Tableau 3.7 : porosité de drainage en fonction de la compression (Staub, 2010)

Tableau 3.8 : Valeurs de la porosité n_t (Staub, 2010)

Tableau 3.9 : Plage de valeurs de teneur en liquide (Staub, 2010)

Tableau 3.10: Paramètres physique et chimiques de lixiviats (Staub, 2010)

Tableau 3.11: Valeurs des Coefficients A, B, C, D et E Coefficients utilisés pour évaluer la viscosité de la phase liquide grâce à l'équation précédente

CHAPITRE N°IV

Tableau 4.1: Plage de valeurs de K_{sat} (m/s)

Tableau 4.2: Plage de valeurs de la perméabilité

Tableau 4.3 : Perméabilité horizontale à la phase gaz évaluée par Jain et al (2005) par la technique des tests de puits

CHAPITRE N°V

Tableau 5.1: les débits de pompage en fonction du temps

Tableau 5.2 : Avantages et inconvénients des procédés d'injections (FNADE-Ademe, 2007)

Tableau 5.3 : les débits recommandés par la littérature

Tableau 5.4: paramètres de modèle numérique

Tableau 5.5 : Valeurs de conductivité hydraulique K_s en fonction de la profondeur

CHAPITRE N°VI

Tableau 6.1 : Récapitulatif des coefficients C R calculés à partir d'expérimentations de terrain (olivier 2003)

Tableau.6.2 : les taux de tassement du à la biodégradation du matériau déchet

Tableau.6.3: le temps de démarrage de la biodégradation dans le matériau déchet

Tableau 6.4 : Relations entre constantes élastiques

Tableau 6.5 : Expressions de la relation contrainte-dilatance et de la surface de charge

CHAPITRE N°VII

Tableau 7.1: Comparaison entre les méthodes explicites et implicites

Tableau 7.2 : Le tableau récapitulatif des valeurs des paramètres du modèle CVISC calé sur 1 les essais triaxiaux (*Babu et al, 2010a*)

Tableau 7.3 : Le tableau récapitulatif des valeurs des paramètres du modèle CVISC calé sur 1 les essais oedométriques

Tableau 7.4: paramètres des modèles de matériaux

Tableau 7.5: Les cordonniers des points étudiés

NOTATIONS**Lettres Latines :** (Paramètre-Définition-Unité)**A** ou par fois **S**: Section d'un échantillon (m^2) **a_w** : L'activité de l'eau (-) **BMP** : Potentiel de production de méthane (Nm^3/t MS) **BP** : Potentiel de production de biogaz (Nm^3/t MS) **C_0** : conductance de la grave hydraulique (s^{-1}) ; **C_R** ou **C_R^*** : est le coefficient de compression primaire (-), **C_{ae}** : Coefficient de compression secondaire (-), **C** : cohésion entre les particules fines du sol (KPa) **d_p** : Diamètre de pore (m) **d** ou **ρ** : Densité (-) **D** : Diamètre d'une particule (m) **$D(\theta)$** : la diffusivité **e** : Indice des vides (m^3/m^3) **E** : Le module de Young (KPa)**Exp** : référence aux résultats expérimentaux **f_i** : la fraction de masse sèche du composant « i » **$F(\sigma_{ij})$** : appelée surface de charge du matériau telle que : **g** : indice pour le gaz **g** : Accélération de la pesanteur (m^2/s) **g_r** : épaisseur de la couche de grave (m). **G** : module de cisaillement élastique Kpa **ΔH** : Tassement (m) **ΔH_P** : Tassement primaire (m) **ΔH_S** : Tassement secondaire (m) **h** : Potentiel capillaire (m) **h** ou **ψ** : Succion (m) **h** : Hauteur (d'une couche ou d'un échantillon) (m) **H** : - Hauteur (d'une colonne de plusieurs échantillons) (m) **h** : La charge hydraulique (m) **h** charge hydraulique $h(x, y, z, t)$ ou le Potentiel capillaire (La succion) est drainée. (m) **Δh** : la perte de charge hydraulique consécutive à l'écoulement (m) **HR** : l'humidité relative, exprimée en %, **$H_p(z)$** : charge de pression (m) ; **h_1** : le niveau de lixiviat dans les décharges autour du puits (m) **h_w** : le niveau de lixiviat dans le puits(m) **h_0** : la hauteur initiale sous la contrainte σ_0' (m) **H_{ref}** : la hauteur de référence (m) **i** : Indices de sommation (-) **i** : gradient hydraulique **\vec{i}** : Vecteur de gradient hydraulique, (x, y, z, t) **j** : Indices de sommation (-)

- k : - Perméabilité intrinsèque, coefficient caractérisant l'empilement des particules du sol (ou le réseau des vides), appelé « perméabilité » ou « perméabilité géométrique » ou « perméabilité intrinsèque » et ayant la dimension d'une surface (m^2)
- K : Coefficient de perméabilité, ou conductivité hydraulique (m/s)
- $k_{r,G,L}$: Perméabilité relative au gaz, liquide (m^2)
- $k_{h,v}$: Perméabilité horizontale, verticale (m^2)
- K_{sat} ou K_s : La conductivité hydraulique à saturation (m/s) ;
- k : la perméabilité intrinsèque (m^2)
- K_{gr} : conductivité hydraulique de la grave ($m.s^{-1}$) ;
- K_{gr} : conductivité hydraulique saturée de la couche du gravier ($m.s^{-1}$)
- K_s : La perméabilité saturée du domaine des déchets
- K_0 : est une conductivité hydraulique de référence correspondant au déchet sous la couverture ($m.s^{-1}$)
- K : module volumique élastique (KPa)
- l : indice pour le liquide.
- l : Longueur (m)
- L : Longueur, distance (m)
- L_{gr} : est l'épaisseur de la couche du gravier (m).
- L : est un coefficient décrivant l'évolution avec la profondeur (m)
- m : Paramètre du modèle de Van Genuchten – Mualem –
- M : Masse (kg)
- ΔM : Variation de masse (kg)
- M_h : la masse humide du déchet (kg)
- M_h : la masse humide du déchet (kg)
- M_w : la masse d'eau (kg)
- M_s : la masse de la partie solide du déchet (kg)
- n - Indice de sommation (-)
- Paramètre du modèle de Van Genuchten (-)
- n_t , n ou ε_T : La porosité totale (m^3/m^3) ou %
- n_g : La porosité au gaz (parfois aussi notée θ_g) (m^3/m^3) :
- n_l : La porosité au liquide n_l (parfois aussi notée θ_l) (m^3/m^3) ;
- n_0 : la porosité ouverte ;
- n_d : la porosité de drainage (la porosité efficace) ;
- n_d : la porosité de drainage
- Num** : référence au modèle numérique
- P : Pression (kPa)
- P_G : La pression absolue de gaz (kPa)
- P_L : La pression absolue de liquide (kPa)
- P_c : La pression capillaire (kPa)
- P_w : est la pression partielle de la vapeur d'eau dans le milieu poreux (kPa)
- P_{w0} : est la pression partielle de la vapeur d'eau pure à la même température. (kPa)
- p : la composante sphérique du chargement (kPa)
- q : - Débit m/s
- Débit spécifique ($m^3/s.m^2$)
- la contrainte déviatorique ou la composante déviatorique du chargement

- Q** : - Quantité cumulée de biogaz ($\text{Nm}^3/\text{t MS}$)
 - Quantité cumulée de lixiviats ($\text{L}/\text{t MS}$)
- Q_w** : débit d'eau pompé ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) ;
- Q_{pumped}** : le taux de pompage
- Q_{lat}** : le flux latéral de lixiviat des déchets
- r_w** : est le rayon du puits (m)
- S_{eL}** : Degré de saturation effectif en eau (%)
- S_{G,L}** : Degré de saturation en gaz, liquide %
- S** : Surface (m^2)
- S_{fluide}** : La saturation d'un fluide (θ_{sat})
- S_L** : Le degré de saturation en liquide (-)
- S_{max}** : Le degré de saturation maximal (lorsque l'échantillon est saturé). En général, $S_{max} = 1$
- S_{RL}** : Le degré de saturation irréductible (-)
- S** : La surface du puits (m^2) ;
- t** : Temps (s ou h)
- T** : Température ($^{\circ}\text{C}$ ou $^{\circ}\text{K}$)
- t₁** : le temps de la consolidation primaire, où l'épaisseur de la couche de sol vaut **h₁** (s ou h)
- u** : pression de l'eau ou La pression interstitielle (kpa)
- U_{xi}** : Le Déplacement Horizontal au point i (m)
- U_{yi}** : Le Déplacement Vertical au point i (m)
- V_t** ou **V** : le volume total du déchet (m^3)
- V_s** : le volume de la partie solide du déchet (m^3)
- V_w** : le volume de lixiviat dans le puits (m^3)
- v** : vitesse d'écoulement ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)
- \vec{v}** : Vecteur de vitesse d'écoulement, (x, y, z, t) ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$).
- \vec{V}_r** : vitesse de Darcy selon \vec{r} ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)
- Visc** : La Viscosité du Matériau Déchet. ($\text{Kg}/\text{m} \cdot \text{s}$)
- w_{MH}** : La teneur en liquide / à la masse humide ($\text{kg} \cdot \text{kg}^{-1} \text{MH}$) :
- w_{MS}** ou **W** : La teneur en liquide gravimétrique par rapport à la masse sèche ($\text{kg} \cdot \text{kg}^{-1} \text{MS}$) :
- W_{sat}** : Teneur en eau massique à saturation %MS
- W(t)** : niveau d'eau dans le puits en fonction du temps (m)
- W** : niveau d'eau dans le puits (m)
- X_i^{molaire}** : Fraction molaire du composé i (-)
- z** : cote (altitude) du point considéré, comptée positivement vers le haut à partir d'un niveau de référence donné (convention de l'hydraulique) (m)
- z** : profondeur (m)

Lettres Grecques : (Paramètre-Définition-Unité)

ρ ou d : la densité (-)

ρ : Masse volumique d'un échantillon (t/m^3)

ρ_s : La masse volumique constitutive du solide (t/m^3) :

ρ_d : La masse volumique sèche (t/m^3) :

ρ_s : La masse volumique constitutive du solide (t/m^3) :

ρ_{di} : Masse volumique sèche du composé i (t/m^3)

$\rho_{G,L}$: Masse volumique de la phase gaz, liquide (t/m^3)

ρ_w : masse volumique de l'eau (t/m^3)

ρ_{sat} : Masse volumique d'un échantillon saturé Mg/m^3

τ : Tortuosité (-)

ρ : - Masse volumique (t/m^3)

σ : Contrainte (kPa)

σ : la contrainte totale (kPa)

σ' : la contrainte effective (kPa)

σ_0' : la contrainte effective de préconsolidation due au compactage (kPa)

$\Delta\sigma_0'$: l'accroissement de contrainte résultant de la mise en place de la surcharge (kPa)

σ_1 et σ_3 : sont les contraintes principales maximales et minimales (compression négative) (kPa)

$\sigma_1 - \sigma_3$: Le déviateur (kPa)

τ_{oct} : La contrainte de cisaillement octaédrique (kPa)

σ_{oct} : La contrainte normale octaédrique (kPa)

σ_t ou σ^t : la limite de traction (kPa)

ε : Déformation (tassement relatif) (m/m)

ε_1 : Le tassement primaire d'une couche élémentaire du sol (m/m)

ε_1 : La déformation axiale (m/m)

ε_2 : le tassement secondaire (m/m)

ε : la déformation totale (m/m)

ε_{xyi} : La Déformation au Cisaillement au point i (m/m)

ε^e : la déformation élastique (m/m)

ε^p : la déformation plastique (m/m)

ε_v : La déformation volumique (m/m)

ε_d : La déformation déviatorique (m/m)

γ_{oct} : La déformation de cisaillement octaédrique (m/m)

φ : angle de frottement interne du sol ($^\circ$)

ψ : l'angle de dilatance du sol ($^\circ$)

ν : Le coefficient de Poisson (-)

$\dot{\lambda}$: est le multiplicateur plastique ($\dot{\lambda} \geq 0$)

ψ : est la dilatation des matériaux ;

λ^* : est un paramètre qui est différent de zéro est déterminé par l'application de l'état du la règle plastique $f = 0$.

α : Paramètre empirique du modèle de Van Genuchten -

γ : Coefficient de la loi de Van Genuchten – Mualem -

η ou μ : Viscosité dynamique ($kg/(m \times s)$) ou (Pa.s)

θ_L : La teneur en liquide volumétrique ($m^3 \cdot m^{-3}$) :

θ_G : La teneur en gaz est définie comme suit.

Remarque: Les notations spécifiques à un modèle ou à une méthode spécifique n'ont pas été citées dans la liste ci-dessus.

GLOSSAIRE

Aérobic: Caractère de tout être vivant, métabolisme ou processus dont l'existence exige la présence d'oxygène, provenant principalement de l'air.

Anaérobic: Caractère de tout être vivant, métabolisme ou processus dont l'existence n'exige pas la présence d'oxygène, par opposition aux conditions aérobies.

Biodégradation : Dégradation des composants organiques en produits plus simples

Biogaz : Les gaz produits par les déchets.

Bioréacteur : Casier de stockage de déchets équipé pour permettre le contrôle de l'activité biologique

Casier : La petite zone de stockage du déchet.

Déchet : Tout résidu d'un processus de production, de transformation ou d'utilisation.

Déchets Non Dangereux: Sont les déchets non dangereux provenant des usines, des commerces et des ménages.

Déchet Industriel Banal: sont des déchets non dangereux provenant des industries et des commerces.

Déchet ménager ou ordure ménagère (OM): Ils comprennent les déchets industriels banals qui sont les déchets provenant de l'industrie, du commerce, de l'artisanat, des services, des administrations et des activités de toute nature.

Exploitation: la durée de vie d'une cellule de stockage du déchet jusqu'à la mise en place d'une couverture provisoire.

Lixiviat : La partie liquide du matériau déchet,

Ordures ménagères (OM) : Déchets issus de l'activité domestique des ménages

Post-exploitation: Phase de la vie d'un casier allant de sa couverture jusqu'à la fin de la période de suivi réglementaire, généralement 30 ans.

Prétraitement mécano-biologique de déchets (PTMB) (*mechanical-biological pre-treatment, MBT*) : Combinaisons de traitements mécaniques et biochimiques pour accélérer la biodégradabilité des déchets.

Putrescible: Matière organique facilement biodégradable composée essentiellement des déchets alimentaires.

SIGLES ET ABREVIATIONS

ADEME : Agence De l'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie.

AFNOR : l'association française de normalisation. Association Française de NORmalisation.

AND : l'Agence Nationale des Déchets.

AGV : La concentration en Acides Gras Volatils;

BMP: Biochemical Methane Potential.

BIP : le produit intérieur brut

CET : Les centre d'enfouissement techniques.

CNFE : Le Conservatoire Nationale des Formations en Environnement.

CSD : Les centres de stockage des déchets.

CH4 : Méthane.

CO2 : Dioxyde de carbone.

COV : Composé organique volatil.

COT : Le Carbone Organique Total;

CIT : Le Carbone Inorganique Total ;

COD : Carbone organique dissous.

DIB : Déchets Industriels Banals.

DD : Déchets dangereux.

DI : Déchets inertes.

DIS : Déchets industriels spéciaux.

DM : Déchets municipaux.

DMA : les déchets ménagers (et assimilés).

DND : Déchets non dangereux.

DU : Déchet ultime.

MICL : Le Ministère de l'Intérieur et des Collectivités Locales.

OM : Ordures Ménagères.

ONEDD : L'observatoire national de l'environnement et du développement durable.

PROGDEM : Le Programme National pour la Gestion Intégrée des Déchets Municipaux.

PNAE-DD: Plan National d'Action pour l'Environnement et le Développement Durable.

PROGDEM : Le programme national pour la gestion intégrée des déchets ménagers.

pH: potentiel Hydrogène

OM : Ordures ménagères.

***INTRODUCTION
GÉNÉRALE***

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Historiquement, la mise en décharge des déchets a longtemps constitué un exutoire bon marché. Dans le même temps, la conjonction de l'accroissement du tissu urbain et de l'intensification du modèle consumériste a entraîné une augmentation des quantités de déchets ménagers produits au cours des 30 dernières années.

Les autorités algériennes ont, pris conscience de cette situation alarmante et préoccupante avec la mise en place d'un cadre juridique permettant d'éviter la crise écologique qui s'annonçait et lançant un programme national –PROGDEM- pour la gestion des déchets élaboré par le Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement en 2001.

Avec la croissance démographique, l'urbanisation rapide et l'évolution des modes de consommation, la production des déchets ménagers en Algérie est en constante augmentation, ces quantités atteignent les 30 Millions de tonnes en 2025, créant une pression sur l'environnement et entraînant réformes et réflexions sur la manière de gérer de façon durable et intégrée ces déchets. Selon les données de l'Agence, dont les prérogatives portent sur les études et la recherche en matière de gestion des déchets ainsi que l'assistance des collectivités locales dans ce domaine, notre pays génère un volume de 10. 300.000 tonnes par an de déchets non dangereux où la production nationale globale de déchets industriels est de 2.547.000 tonnes par an avec un stock de 4.483 .500 tonnes dont 325.100 de déchets spéciaux.

L'augmentation sensible de la production de déchets dans les dernières années pose des problèmes influent sur l'environnement (gaz à effet de serre, pollution des sous-sols, utilisation des déchets comme source d'énergie, ...), et sur la santé (émission d'effluents potentiellement toxiques) et sur l'économie.

Les Centre d'Enfouissement Technique (CET) (ou les centres de stockage des déchets (CSD)) devraient s'inscrire à l'avenir comme les ultimes maillons indispensables à toute filière de traitement. Le stockage en C.E.T (ou CSD) est une technologie destinée à protéger l'environnement. Les exploitants de centres de stockages de déchets ont l'obligation d'assurer le suivi pour une période de 30 années suivant l'arrêt de l'exploitation. Ainsi, un effort de recherche important est en cours pour étudier l'évolution du comportement des déchets stockés.

Dans le monde et à l'heure actuelle, on manque encore de données sur les mécanismes de pompage et de l'injection des lixiviats dans les casiers de stockage. Pour tenter de comprendre le comportement des déchets stockés, un certain nombre d'études ont été menées ou sont en cours. Différents méthodes de pompage et d'injection de lixiviats sont utilisées au cours de la vie d'une ISDND. L'installation des équipements pour le pompage et l'injection nécessite la recherche d'un dimensionnement adéquat de ces équipements. La recherche d'une simulation numérique est un

objectif aussi pour prédire les quantités et les débits nécessaires ainsi pour mieux dimensionner les équipements.

Notre démarche scientifique sur une modélisation conceptuelle et numérique des principaux mécanismes d'écoulement de lixiviat vers les puits de pompage et du comportement mécanique du déchet et les comparés avec aux mesures expérimentales à l'échelle du site. Récemment, la recirculation de lixiviat et d'autres fluides pour améliorer la dégradation des déchets solides municipaux (DSM) a également soulevé des inquiétudes en raison de l'augmentation des pressions interstitielle de l'eau et de la diminution de la résistance au cisaillement (*Koerner et Soong 2000*). Plusieurs effondrements de sites d'enfouissement sont cités dans la littérature (*Koerner et Soong., 2000; Stark et al, 2000; Blight et Fourie, 2005*). Dans cette perspective, on cherche un modèle numérique pour prédire le comportement mécanique (tassement) du matériau déchets.

L'objectif de cette thèse est d'étudier le comportement hydro-mécanique et de rechercher des modèles numériques pour prédire ce comportement du matériau déchet.

La thèse est composée d'une introduction générale, de 7 chapitres et d'une conclusion générale : Le chapitre 1 est une revue bibliographique dans laquelle les termes de la production des déchets en Algérie (analyse socioéconomique, analyse environnemental, analyse juridique, quantités, etc,,), et la gestion des déchets (C.E.T) ont été présentés.

Dans le chapitre 2, après avoir présenté le contexte juridique, politique ;,,,,etc, des déchets en Algérie, l'étude des déchets non dangereux dans les installations de stockage (ISDND) est décrite. Les filières de traitement de déchets, la structure d'une ISDND, la gestion d'une ISDND et l'évolution des techniques de stockage de déchets en ISDND sont aussi détaillées.

Le chapitre 3 est consacré à la présentation des caractéristiques des trois phases (solide, liquide et gazeuse) du matériau déchets. Il consacré à la présentation des mesures expérimentales trouvées dans la littérature concernant l'évolution des paramètres du matériau déchet dans le temps de la vie de l'installation. Une description du matériau déchet (évolutif, hétérogène, déformable, etc) et mis en évidence dans cette partie de la thèse. Ces données sont interprétées pour mettre en évidence les processus prépondérants qui seront modélisés dans le chapitre suivant.

Le chapitre 4 est une revue bibliographique dans laquelle les modèles du comportement hydraulique du matériau déchets ont été étudiés. Il s'agit à la fois de préciser le contexte scientifique de l'étude des différents processus de simulation des déchets et des paramètres du matériau déchet.

Dans le chapitre 5 les résultats des simulations numériques sont comparés avec les données expérimentales des essais de pompage et d'injection de lixiviat afin de discuter de leur pertinence. Des analyses de sensibilités du modèle couplé (hydro-mécanique) ont été utilisées dans l'étude du comportement hydraulique du matériau déchets. A la fin, une étude paramétrique est réalisée dans le but de déterminer les paramètres influant sur l'évolution du niveau de lixiviats au cours des essais de pompage et d'injection.

Le chapitre 6 est une revue bibliographique dans laquelle les modèles du comportement mécanique du matériau déchets ont été étudiés pour mettre en évidence les différents modèles du comportement et les paramètres de ces modèles.

Dans le chapitre 7 un modèle viscoélastoplastique-fluage de Burger implémenté dans *FLAC^{2D}* est proposé pour l'étude du comportement mécanique du matériau déchet. Cependant, ce modèle est validés a l'aides des essais triaxiaux (drainés et non drainés) et des essais eodométriques (à court et à long termes) et une plage de valeurs des paramétrées a été déterminé pour prédire le comportement mécanique du matériau déchet.

A la fin de ce mémoire, une synthèse des résultats acquis est proposée et les perspectives de poursuite de ce travail ont été dégagées.

CHAPITRE N°I :
LES DÉCHETS EN ALGERIE

CHAPITRE N°I : LES DÉCHETS EN ALGERIE

1.1. INTRODUCTION

La quantité de déchets a substantiellement augmentée dans ces dernières décennies en raison d'une urbanisation effrénée qui a caractérisé le siècle dernier. Ce phénomène est plus critique dans les pays en développement, où les possibilités de traitements demeurent le plus souvent très faibles faute de moyens et d'équipements appropriés.

En Algérie, le problème de la gestion des déchets ménagers, se pose encore avec acuité. Le gouvernement est conscient de ce problème et montre leur volonté de doter le pays d'un système fiable et efficace pour la gestion des déchets ménagers. Le secteur des déchets et l'amélioration de la qualité de vie constituent actuellement un axe de travail prioritaire des autorités.

Malgré les efforts fournis et la création de centres de stockage des déchets, les déchets constituent encore des sources de pollution du fait de leur concentration : production de lixiviat mal drainé et non traité, production de biogaz non récupéré, impacts visuels et olfactifs et risques de pollution des nappes d'eaux souterraines.

1.2. ANALYSE DE LA PRODUCTION DES DECHETS EN ALGERIE

1.2.1. ANALYSE SOCIOECONOMIQUE

Le nombre de la population algérienne a atteint 40,4 millions d'habitants au 1^{er} janvier 2016 contre 39,963 millions d'habitants en juillet 2015 d'après l'Office national des statistiques (ONS). Sachant, que la population est mal répartie sur le territoire national, moins de 20 habitants/m² (pour 12 wilayas) pour 89 % de la superficie du pays et plus de 20 habitants/m² (pour 36 wilayas) pour 11% de la superficie du pays(ONS).

Les dépenses annuelles globales des ménages algériens en alimentation sont de l'ordre de 1.875 milliards de dinars, soit près de 42% de la totalité de leurs dépenses annuelles de consommation pour l'année 2016 (ONS). .

1.2.2. ANALYSE CONTEXTE ENVIRONNEMENTAL

Un plan d'Action appelé -PNAE-DD- est élaboré en 2002 engage l'Algérie dans le développement écologique, pour ce la 2 programmes d'action ont été élaborés (*Djemaci, 2012*):

1. Le Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement (MATE) à mis en place un programme appelé -PROGDEM- pour la gestion des déchets (*Djemaci, 2012*) ;
2. Et un plan appelé -PNAGDES- a été élaboré pour la gestion des des déchets spéciaux (*Djemaci, 2012*).

1.2.3. LE DECHET DU POINT DE VUE JURIDIQUE

La politique de la gestion du déchet se base sur les 3 principes suivants :

- L'hygiène ;
- L'écologie ;
- La santé. (*Bertolini, 2005*)

L'Algérie, en 1998 ; signe la convention de Bâle et s'engage pour diminuer la quantité des déchets dangereux. En 2002, et dans la même perspective écologique et environnemental, l'Algérie a signé le protocole de Kyoto qui vise à diminué les émissions de gaz à effet de serre (*Djemaci, 2012*).

La définition des compétences des collectivités locales est bien élaborée par les codes de la commune du 07 avril 1990. Le code des impôts organise le financement ces collectivités locales et des divers services publics (*Djemaci, 2012*).

La loi du 21 décembre 2001 propose des lois et des textes pour la gestion des déchets.

1.3. LE DÉFIT DE GESTION DES DÉCHETS EN ALGÈRE

La gestion des déchets en Algérie se pose encore un grand problème. Les collectivités locales éprouvent de grandes difficultés dans la collecte, le transport et le traitement de ces déchets. Les moyens existants (humains, équipements et infrastructures) demeurent insuffisants et ne sont plus en mesure de faire face aux quantités croissantes de déchets produites quotidiennement et ce, malgré les efforts déployés.

Les pouvoirs publics, conscients de cette situation, ont montré leur volonté de doter le pays d'un système de gestion sain et performant à travers la mise en œuvre d'un programme appelé - PROGDEM- pour la gestion des déchets solides municipaux. Démarche qui vise à :

- éliminer les décharges sauvages ;
- assurer le transport et la collecte des déchets ;
- éliminer les déchets dans des conditions assurant la protection de l'environnement et l'hygiène du milieu par la réalisation, l'aménagement et l'équipement de centres d'enfouissement technique (CET) dans l'ensemble des 48 wilayas.

Depuis 2002 et dans le cadre du plan PNAE-DD, la gestion des déchets a connu une nette progression avec la des mesures réglementaires et des formations du personnel des services techniques impliqués dans la gestion de déchets.

Dans cette perspective et en application du Programme National de Gestion Intégrée des Déchets Municipaux (PROGDEM) mis en œuvre en 2002 à travers ses différentes composantes, l'état d'exécution du programme quinquennal (2010 – 2014) en matière de gestion des déchets ménagers et assimilés devrait connaître une évolution substantielle. A la fin de 2011, la situation se présente comme suit:

- Elaboration de 993 schémas directeurs communaux de gestion des déchets ménagers et assimilés dans 1541 communes;
- Réalisation/lancement de 105 centres d'enfouissement techniques et autant de décharges contrôlées;
- Réalisation de 26 déchetteries et autant de centres de tri et stations de transfert,
- Lancement d'un programme d'acquisition de 348 incinérateurs pour les déchets d'activités de soins ;
- Mise en place de 41 établissements publics de wilayas à caractère industriel et commercial (EPIC de gestion des CET) ;
- Rénovation des équipements ;

- mis à niveau et programmation des formations pour le personnels techniques impliqués dans la gestion des déchets ;
- appliquer une politique de recyclage et de valorisation des déchets ;

1.4. QUANTITÉS DES DÉCHETS URBAINS PRODUITS EN ALGERIE

La quantité produite par collectivité est variable en fonction de plusieurs éléments (Dortman, Bats, 1985). La production des déchets urbains est fonction de l'importance des diverses agglomérations (Tabet ,2001)

Taille de l'agglomération	Production (kg/hab/j)
< à 300.000 habitats (totalisant 4.281.597 habitants)	0,5
300.000 < taille < 600.000 habitants totalisant 8.058.073 habitants)	0,6
> à 600.000 habitants totalisant 6.617.916 habitants)	0,7

Tableau 1.1 : Production de la quantité des déchets urbains par taille d'agglomération. (Tabet, 2001)

Le tableau 2 montre l'évolution de la production du déchet en Algérie à l'horizon 2020

Année	1994	2005	2010	2020
Population totale (millions de personnes)	26,7	34,8	38	44,3
Population agglomération (millions de personne)	19	24,4	26,6	31
Taux de génération de déchets (millions de tonnes/habitants/an)	0,8	0,9	1	1,2
Production des déchets (millions de tonnes/an)	5,3	8	9,7	13,6
Taux de collecte (%)	80	80	80	80
Quantité de déchets déposés en décharges publiques (millions de tonnes/an)	4,2	6,4	7,8	10,9

Tableau 1.2 : Projections relatives à la population et aux déchets urbains à l'horizon 2020 (Tabet ,2001)

Dans le cadre du 12ème Salon international des équipements, des technologies, des services de l'eau et de l'environnement "Siee-Pollutec 2016" Selon des chiffres avancés par le responsable de l'AND, 13,5 millions de tonnes des déchets sont produits chaque année dont 7 à 8 millions de tonnes qui pourraient être valorisés. De son côté, le directeur générale de l'AND, a indiqué que les déchets ménagers des Algériens sont composés à 54% de déchets organiques, 10 % de papiers, 13 % de textiles et 17 % de plastiques avec quelques différence entre les zones.

1.5. CADRE POLITIQUE, LEGAL ET INSTITUTIONNEL

Conformément aux dispositions de la loi 01-19 relative à la gestion, au contrôle et à l'élimination des déchets, deux Ministères sont directement impliquées dans la gestion des déchets ménagers et assimilés:

- a) Le Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement (MATE)** à travers ses différents instruments en particulier, l'Agence Nationale des Déchets (AND), le Conservatoire Nationale des Formations en Environnement (CNFE) et les Directions de l'environnement de Wilayas qui sont au nombre de 48 ;

On trouve aussi :

L'observatoire national de l'environnement et du développement durable (ONEDD) est créé le 3 avril 2002. C'est un établissement public à caractère industriel et commercial (EPIC), doté de la personnalité morale et de l'autonomie financière. L'observatoire est régi par les règles applicables à l'administration dans ses rapports avec l'État, et il est réputé commerçant dans ses relations avec les tiers.

L'ONEDD est compétent en matière de collecte, de traitement, de production et de diffusion de l'information environnementale.

Le conservatoire national des formations à l'environnement (CNFE) a été créé en août 2002. Il bénéficie du statut d'EPIC et assure deux missions principales : la formation des différents intervenants publics ou privés dans le domaine de l'environnement, et l'éducation à l'environnement pour le grand public, notamment dans le milieu scolaire. Pour l'année scolaire 2002-2003, plus de 150 établissements ont été retenus dans un premier temps et ont bénéficié d'une campagne de sensibilisation (*METAP, 2004*).

L'Agence Nationale des Déchets (AND) de par son statut d'entreprise publique à caractère industriel et commercial (EPIC), a pour attribution un caractère commercial en matière d'étude et de recherche dans ses rapports avec les tiers ainsi qu'un rôle de service public avec l'administration et qui est essentiellement l'assistance aux collectivités locales dans la gestion de déchets. Le Ministère de l'Intérieur et des collectivités locales (MICL) assure l'appui financier et logistique des assemblées populaires communales (APC) par l'octroi de subventions annuelles. Le montant réservé à la gestion des déchets urbains est assez appréciable et peut représenter jusqu'au ¼ du budget global.

b) Le Ministère de l'Intérieur et des Collectivités Locales (MICL) par l'appui financier en direction des municipalités.

Le MATE, en collaboration avec les différents secteurs concernés, est responsable de la mise en application du Programme National de Gestion des Déchets Municipaux (PROGDEM). Les objectifs de ce programme sont:

- (i) la préservation de l'hygiène publique et la propreté des agglomérations;
- (ii) l'amélioration du cadre de vie du citoyen et la protection de sa santé;
- (iii) l'élimination saine et écologiquement rationnelle des déchets et la valorisation des déchets recyclables;
- (iv) la création d'emplois verts.

1.6. DEFINITION DU TERME "DÈCHET"

L'article 3 de la Loi du 12 décembre 2001 relative à la gestion, au contrôle et à l'élimination des déchets, définit un déchet comme- tout résidu d'un processus de production, de transformation ou d'utilisation. Et plus généralement toute substance, ou produit et tout bien meuble dont le propriétaire ou le détenteur se défait, projette de se défaire, ou dont il a l'obligation de se défaire ou de l'éliminer.

1.7. CLASSIFICATION

La loi algérienne relative à la gestion, au contrôle et à l'élimination des déchets, donne la classification suivante des déchets (Article, 5):

- a) Les déchets ménagers et assimilés :** ce sont tous les déchets issus des ménages, des activités industrielles, commerciales, artisanales, et autres, qui sont assimilables aux déchets ménagers par leur nature et leur composition, tel que, déchets de cuisine, emballages... etc.
- b) Les déchets spéciaux (industriels, agricoles, soins, services,...) :** ce sont les déchets qui ne sont pas assimilés aux déchets ménagers, et qui nécessitent un mode spécifique de traitement en raison de leur nature et de leur composition. L'origine de ces déchets est

l'activité industrielle, agricole, les soins, les services et toutes autres activités, qui ne peuvent être collectés, transportés et traités dans les mêmes conditions que les déchets ménagers et assimilés. Il existe un cas particulier des déchets spéciaux, qui sont susceptibles de nuire à la santé publique et à l'environnement via leurs constituants ou par leurs matières nocives ;

- c) **Les déchets inertes** : ce sont notamment, les déchets qui ne subissent aucune modification physique, chimique ou biologique lors de leur mise en décharge. Ces déchets proviennent de l'exploitation des mines, des carrières, des travaux de démolition, de construction ou de rénovation. Ils ne sont pas contaminés par des substances dangereuses ou autres éléments générateurs de nuisances, susceptibles de nuire à la santé et à l'environnement.

1.8. COMPOSITION PHYSICO-CHEMIE DES DECHETS URBAINS

Des échantillonnages ont été réalisés au niveau de certaines villes Algérienne en 1992 au niveau de la ville d'Oran (Tabet, 2001) et à Ghardaïa, Chlef et Bourj Bouraridj en 2006 (Ismail, 2008) dont les résultats sont résumés dans le (Tableau 3) ci - dessous.

Catégories de déchets	Chelefs	Bourdj bouaridj	Ghardaia	Oran
	Commune (Ténèse) %	Commune (El Achir) %	Commune (Berriene) %	
Papier - Cartons	4	15,5	8,3	16
Plastiques	12	9	20	2,5
Verres	2	-	-	-
Textiles	8	2,2	-	-
Méreaux	2	12,2	13,3	2,5
Matières organiques	72	61	58,3	69
Autres	-	-	-	10
Σ %	100	100	100	100

Tableau 1.3 : Composition des déchets ménagers dans quelques villes algériennes.

La figure 1 fournit des données sur la composition des déchets solides produits en Algérie. Les principaux composants sont les résidus alimentaires (organiques) avec un taux moyen de 72%, plastique 10 %, papier/carton 9,3 %, verre 1,36 %, métaux 3,2% et le chiffon et autres 4,14% (AND, 2007).

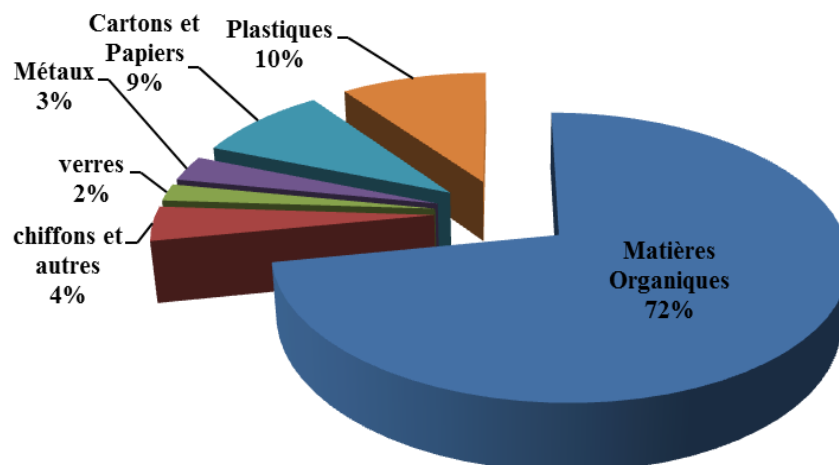


Figure 1.1 : la composition des déchets ménagers en Algérie (AND, 2007)

1.9. GESTION DES DÉCHETS

La gestion des résidus urbains est devenue une des préoccupations majeures de ces dernières décennies et plusieurs techniques de conception ont vu le jour dans bon nombre de pays développés : incinération, compostage, méthanisation, enfouissement (centre de stockage de déchets). Dans notre étude, on s'intéresse aux centres de stockage.

1.9.1. L'IMPACT DE DÉCHETS SUR L'ENVIRONNEMENT ET LA SANTÉ

Parmi les problèmes provenant des sites de stockage de déchets non contrôlés sur l'environnement et la santé on cite:

- Les eaux souterraines limitrophes de déchets peuvent être contaminées à long terme et de ce fait une surveillance systématique de la qualité des eaux est nécessaire.
- A partir du mois de mai, des invasions d'insectes ont lieu : moustiques, mouches, cafards volants et rampants, vecteurs de maladies telles que le trachome, le choléra et de nombreuses dermatoses. D'autres maladies sont également transmissibles par les chiens (rage, typhus et leptospirose). Les rats constituent aussi une source de maladies comme la typhoïde, la paratyphoïde, la peste et la leptospirose.
- L'incinération des déchets par les chiffonniers au niveau de la décharge constitue un danger potentiel non seulement pour l'environnement en général mais aussi pour la santé des populations riveraines en particulier. Cela est accentué par les vents dominants de direction. Les populations sont constamment exposées aux fumées (composés soufrés H₂S) et aux odeurs nauséabondes (mélanges gazeux composés essentiellement de CO₂, NO_x etc.) ce qui provoque des affections respiratoires et allergisantes, surtout chez les enfants et les bébés.
- Les sachets en plastique peuplent les terres agricoles limitrophes (il faudrait plus de 3 siècles pour une dégradation totale). La décharge représente un danger pour les populations riveraines surtout durant les périodes des vents dominants. Cela entraîne tous les déchets légers (sachets en plastique, papiers) ainsi que les mauvaises odeurs.

Les lixiviats proviennent de la percolation de l'eau à travers le massif de déchets dès lors que l'humidité des déchets est supérieure à leur capacité de rétention. Cette eau peut provenir des précipitations et des déchets eux-mêmes. L'analyse des lixiviats a révélé que la décharge présente réellement un danger pour l'environnement si le confinement n'est pas efficace (*Tedjar, 2013*).

La gestion des déchets ménagers consistait auparavant en une collecte et une incinération, sans pour autant considérer les conséquences sur l'environnement et la santé du citoyen. Pour ça il faut élaborer un système ou un circuit selon lequel la valorisation et le recyclage parviendront à compléter le rôle du centre d'enfouissement technique.

1.9.2. LES CENTRES D'ENFOUISSEMENT TECHNIQUES DE DÉCHETS (CET)

La loi du 12 décembre 2001 relative à la gestion, au contrôle et à l'élimination des déchets, complète et renforce le décret exécutif n° 83.378, fixe les modalités de gestion, de contrôle et de traitement des déchets, précise et identifie les déchets admis, donne une classification et introduit le terme enfouissement, le définit comme "tout stockage de déchets en sous-sol". Toutefois depuis 2003, date de la promulgation de la loi n° 03.10 du 19 juillet 2003, relative à la protection de l'environnement dans le cadre du développement durable, le renforcement du contenu sanitaire de l'étude d'impact conduit à s'intéresser directement aux effets des décharges sur la santé de l'homme.

a) Définition des Centre d'enfouissement technique (CET)

Le CET est défini comme un site d'élimination des déchets par dépôt des déchets sur ou sous sol la terre, y compris:

- Les décharges internes (les décharges où un producteur de déchets procède lui-même à l'élimination des déchets sur le lieu de production);
- Les sites permanents (pour une durée supérieure à un an) utilisés pour stocker temporairement les déchets;
- Du stockage des déchets avant valorisation ou traitement pur une durée inférieure à trois ans;
- Du stockage avant élimination pour une durée inférieure à une année.

Selon la nature des déchets admis et en fonction de leur perméabilité les centres de stockage de déchets sont répartis en trois classes

b) Classification des CET

Les centres de stockage de déchets sont répartis en trois classes.

• CET de Classe I

En plus des déchets urbains et banals, ces CET sont habilités à recevoir certains déchets industriels spéciaux:

- **les déchets industriels spéciaux de catégories A qui sont** : les résidus de l'incinération; les résidus de la sidérurgie : (poussières, bous d'usinage; les résidus de forages; les déchets minéraux de traitement chimique) ;
- **les déchets de catégories B qui sont** : Les résidus de traitement d'effluents industriels et d'eaux industrielles, de déchets ou de sols pollués; les résidus de peinture (déchets de peinture solide, de résine de vernis); les résidus de recyclage d'accumulateurs et de batteries (les résidus d'amiante; les réfractaires et autres matériaux minéraux usés et souillés).

• CET de Classe II

Les déchets admissibles dans ces décharges sont (Circulaire du 11 Mars 1987) :

- Ordures ménagères;
- Déchets ménagers encombrants;
- Déblais et gravats;
- Déchets commerciaux, artisanaux et industriels banals assimilables aux ordures ménagères;
- Déchets d'origine agricole ne présentant pas de danger pour la santé humaine et l'environnement;
- Pneumatiques;
- Cendres et produits d'épuration refroidis résultant de l'incinération des ordures ménagères;
- Boues en provenance de l'assainissement urbain.

Cette étude se concentre sur les problématiques associées aux CET de classe II.

• CET de Classe III

Ce sont les installations de stockage recevant essentiellement des déchets inertes. Ces décharges de la classe III, ne reçoivent que les déchets inertes d'origine domestique comme les déchets issus du bricolage familial qui peuvent également être stockés dans les décharges de classe II et les déblais et gravats qui peuvent également être stockés dans les décharges de classe II. Ils reçoivent aussi les déchets de chantiers et les déchets de carrière (MEZOUARI, 2011).

c) Les conditions de réalisation des CET

La décharge contrôlée est l'une des filières préconisées, mais elle présente des risques de contamination pour les eaux de surface et la nappe souterraine susceptible d'être utilisée pour la

production d'eau potable. Progressivement, la décharge s'est transformée en Centre d'Enfouissement Technique (Figure 1.2) ayant pour règles :

- L'étanchéité du fond et de la couverture ;
- la récupération des effluents gazeux (biogaz) et aqueux (lixiviats) ;
- la sélection des déchets admis ;
- le contrôle et la surveillance des exploitations.



Figure 1.2 : réalisation d'un CSD

1.10. CONCLUSION

L'absence du savoir-faire et des moyens pour une bonne gestion des déchets a fait que ces derniers ont eu un impact sans précédent sur l'environnement en général et sur la santé humaine en particulier dans le monde.

En parallèle avec une implication forte de l'état ayant amené la mise en place de centres d'enfouissement techniques, il est indispensable à présent que les initiatives civiles, locales et privées soient promues et soutenues dans le domaine de la gestion des déchets, ainsi qu'une réflexion sur la formation de professionnels du secteur et de bien mettre en place un savoir-faire scientifique et technique.

Dans une optique d'élaboration d'une action concrète adaptée et surtout efficace en vue de l'instauration d'un système de gestion des déchets ménagers qui réponde aux exigences environnementales internationales, et notamment la mise en place d'activités pour la réduction et de leur impact sur l'environnement et la santé du citoyen, ce travail est présenté pour étudier le comportement hydro-mécanique des déchets.

CHAPITRE N°II :
ÉTUDE DES DÉCHETS NON DANGEREUX
DANS LES CENTRES D'ENFOUISSEMENT
TECHNIQUES (CET)

CHAPITRE N°II :

ÉTUDE DES DÉCHETS NON DANGEREUX DANS LES CENTRES D'ENFOUISSEMENT TECHNIQUES (CET)

2.1 INTRODUCTION

Les problèmes de la gestion des déchets ménagers est sont liés à l'importance de la production des déchets, de la croissance économique, démographique. Une bonne gestion des quantités croissantes des déchets solides municipaux (DSM) a été une préoccupation majeure des professionnels de l'environnement. Les CET servent de stockage et de gestion des déchets pendant une période de temps toute en évitant l'impact des déchets sur l'environnement. L'installation du site de stockage des déchets répond à des règles et très précises pour assurer la protection de l'environnement

2.2. DÉFINITIONS

2.2.1. DÉFINITION GÉNÉRALE D'UN DÉCHET

En Algérie, la loi n° 01/19 du 12/12/2001, relative à la gestion, au contrôle et à l'élimination des déchets, définit les déchets comme « tout résidu d'un processus de production, de transformation ou d'utilisation, et plus généralement toute substance, ou produit et tout bien meuble dont le propriétaire ou le détenteur se défait, projette de se défaire, ou dont il a l'obligation de se défaire ou de l'éliminer ».

La définition européenne tirée de la Directive n°2006/12/CE du 05/04/06, considère le déchet comme « toute substance ou tout objet, dont le détenteur se défait ou dont il a l'intention ou l'obligation de se défaire ». Selon la loi française n°75-633 du 15 juillet 1975 : un déchet se définit par « tout résidu d'un processus de production, de transformation ou d'utilisation, toute substance, matériau, produit, ou plus généralement tout bien meuble abandonné ou que son détenteur destine à l'abandon ».

Notons également la notion de déchet ultime (DU) consacrée par la loi française n°92-646 du 13 juillet 1992, est défini comme tout « déchet, résultant ou non du traitement d'un déchet, qui n'est plus susceptible d'être traité dans les conditions techniques et économiques du moment, notamment par extraction de la part valorisable ou par réduction de son caractère polluant ou dangereux ».

2.2.2. TYPE DE DÉCHETS

a) Les déchets peuvent être classés en fonction de leur provenance :

- **Déchets solides urbains**

Les déchets solides urbains résultent de la consommation des ménages, des établissements publics (écoles, hôpitaux, etc.), locaux commerciaux et des entreprises.

- **Déchets industriels spéciaux**

Ces déchets proviennent des résidus spéciaux des usines et des lieux de fabrication.

- **Déchets d'activités de soin**

Ces déchets proviennent des hôpitaux et des Centres de soins.

b) Les déchets aussi peuvent être classés en fonction de leur dangerosité :

- **les déchets dangereux (DD)**

Les déchets dangereux (DD) regroupent les déchets industriels spéciaux (DIS), les déchets dangereux du secteur du bâtiment et des travaux publics (BTP), les déchets dangereux des ménages, et les déchets d'activités de soin à risque infectieux (DASRI) (Damien, 2009).

- **les déchets non dangereux (DND)**

Les déchets non dangereux (DND) recourent l'ensemble des déchets non toxiques : les ordures ménagères (OM), les déchets des collectivités, les encombrants, ainsi que les déchets industriels banals (DIB). Sachant que les collectivités sont généralement regroupées sous le terme déchets municipaux (DM) (Tableau 2.1).

Collectivités	Ménages	Entreprises
Déchets de voirie et des marchés	Déchets verts	Encombrants, déchets verts
		OM au sens stricts
		OM au sens large
		DIB collectés avec les OM
		DIB avec collecte spécifique
Déchets municipaux (OM)		
Déchets non dangereux (DND)		

Tableau 2.1 : types de déchets DND (Ademe, 2009a).

• **Les déchets inertes (DI)**

Les déchets inertes sont, ceux qui ne subissent aucune modification physique, chimique ou biologique lors de leur mise en décharge. Ces déchets proviennent de l'exploitation des mines, des carrières, des secteurs du BTP, des secteurs agricoles, des travaux de démolition, de construction ou de rénovation, et ils ne sont pas contaminés par des substances dangereuses ou autres éléments générateurs de nuisances, susceptibles de nuire à la santé et à l'environnement. Ils sont généralement valorisables

2.3. LES FILIÈRES DE TRAITEMENT DE DÉCHETS

Les filières de traitement des déchets ménagers sont multiples et se regroupent sous le même terme d'ITOM (Installation de Traitement des Ordures Ménagères).

2.3.1. PRODUCTION DES DECHETS EN ALGERIE

La génération des déchets solides urbains est déjà évaluée à environ 8.5 millions de tonnes par an, soit 23 288 tonnes par jour en 2005. Selon le MATE, le seuil des 12 millions de tonnes de déchets solides urbains est certainement franchi en 2010. .

La figure 2.1 présente la répartition des déchets des différents secteurs en Algérie (MATE, 2004):

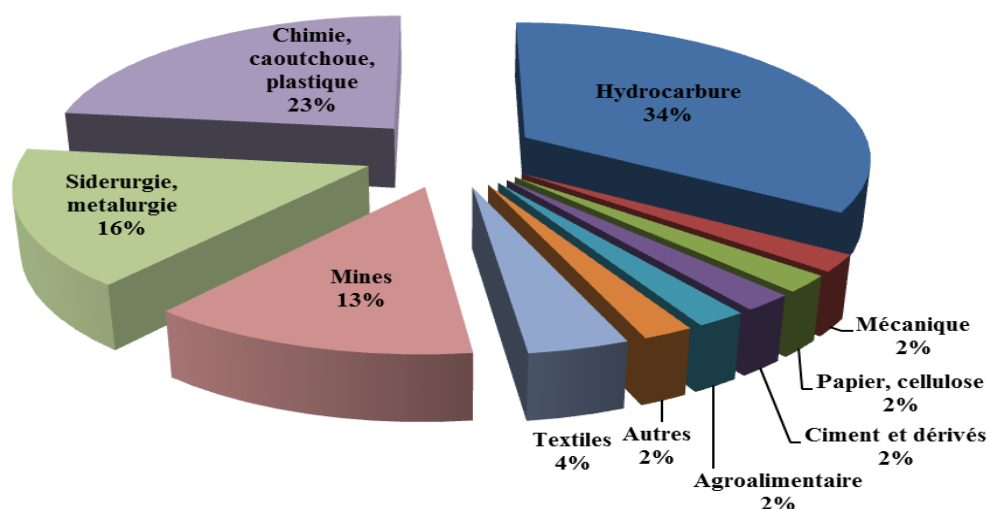


Figure 2.1 : la répartition des déchets des différents secteurs en Algérie (MATE, 2004).

Le tableau 2.2 montre la composition de déchets dans quelques pays arabes.

Composant	TUNISIE	EGYPTE	MAROC	JORDAN	ALGERIE
Matière organiques	68%	60%	67%	56%	72%
Plastique	11%	12%	2,6%	13%	10%
Carton et papier	9%	10%	19%	16%	9%
Verre	2%	3%	0,4%	7%	2%
Métaux	4%	2%	1,4%	5%	3%
Chiffons et autres	6%	13%	9,6%	3%	4%
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Tableau 2.2: composition de déchets dans les pays arabes (en volume) (METAP, 2004 ; METAP, 2004a ; METAP, 2004b ; METAP, 2004c ; METAP 2004d)

2.3.2. PRODUCTION DE DECHETS EN FRANCE

En 2006, la quantité de déchets atteint les 868 millions de tonnes en France (Ademe, 2009) répartie sur les différents secteurs de production selon la Figure 2.2 :

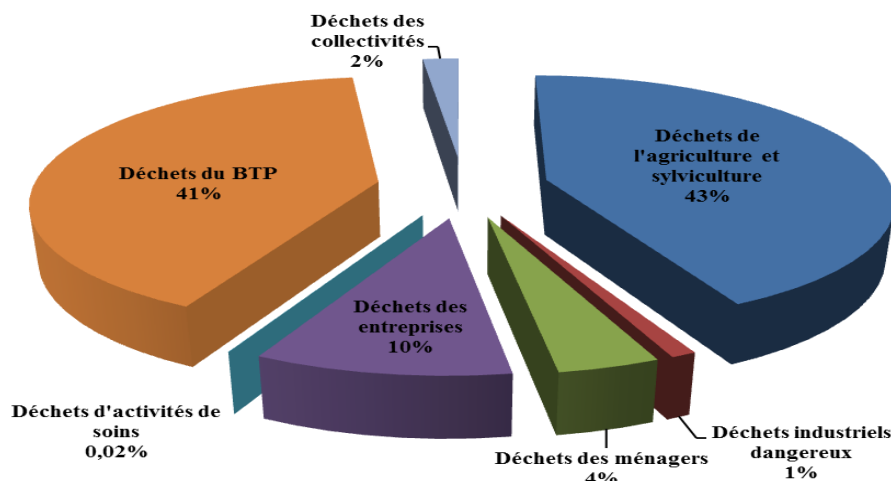


Figure 2.2 : Les pourcentages des déchets par domaines – en France - (Ademe, 2009)

L'enquête de l'Ademe (Ademe, 2010) montre une quantité de déchets entrants en Installation de Traitement des Ordures Ménagères (ITOM) de 47,11 millions de tonnes qui peuvent être réparties tel que décrit par la Figure 2.3 :

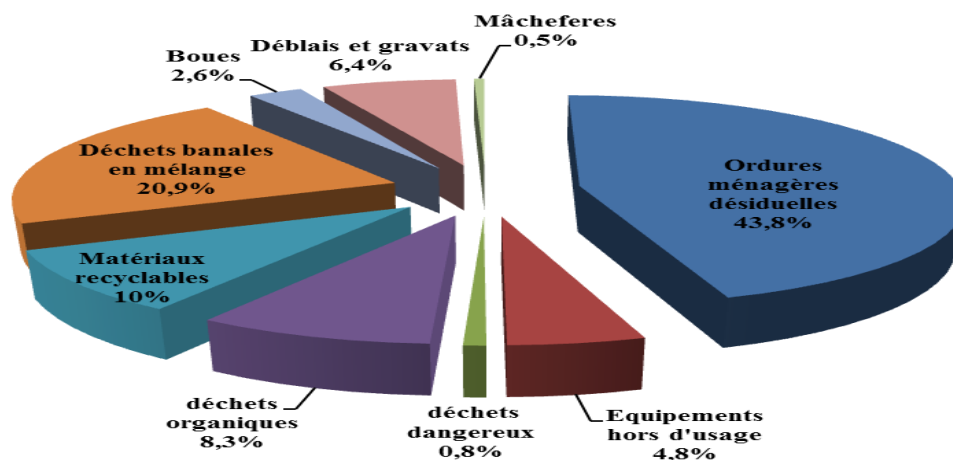


Figure 2.3 : Répartition des déchets entrant en ITOM (Ademe, 2010)

2.3.3. TRAITEMENT DES DECHETS

Les déchets peuvent être traités selon 6 modes :

- le tri ;
- le compostage ;
- la méthanisation ;
- l'incinération avec ou sans valorisation énergétique ;
- le stockage en ISDND (Installation de Stockage des Déchets Non Dangereux).

Selon (Ademe, 2010) La répartition entre ces modes de traitement en France est représentée dans la Figure 2.4 (en poids).

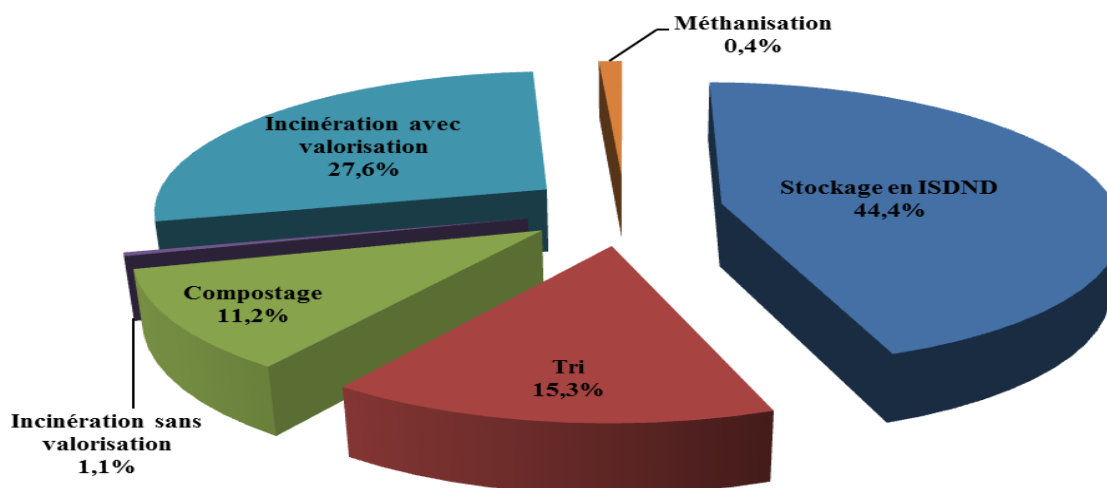


Figure 2.4 : Répartition de mode e traitement des déchets (en poids) (Ademe, 2010)

L'objectif principal de la filière stockage est d'obtenir un site inerte vis-à-vis de la génération de lixiviats et de biogaz issus de la biodégradation des déchets. Dans cette perspective les ISDND ont été construits.

2.4. LES INSTALLATIONS DE STOCKAGES DES DECHETS NON DANGEREUX

Une installation de stockage de déchets non dangereux (ISDND) vise à stocker et traiter in situ des déchets tout en évitant toute pollution ou contamination de l'environnement (biogaz et lixiviats). La filière stockage en ISDND est la moins coûteuse mais elle nécessite une gestion du site de stockage plus longue.

2.4.1. STRUCTURE D'UNE (ISDND)

Une ISDND comprend une zone partiellement excavée, où les déchets sont stockés, des éléments permettant d'isoler la zone de stockage de l'environnement extérieur ainsi que divers dispositifs de drainage, de collecte et de traitement des effluents liquides et gazeux (fond, flan, couverture et systèmes de récupération et de drainage), plus des dispositifs de suivi et de contrôle.

Pour la décharge contrôlée traditionnelle ou compactée, cette technique, conçue dans le but de faire disparaître le front de décharge, consiste à découper le site en aires de forme rectangulaire de 3000 m², à plus d'un mètre carré qui constituera de petites décharges indépendantes appelées "Casiers" ou "Alvéoles" (Gillet, 1985).

Le site d'exploitation (ISDND) est divisé en zones appelées « casiers ou cellules de stockage » constituant des unités hydrauliquement indépendantes les unes des autres, partiellement surélevées par rapport à la côte du terrain naturel et d'une hauteur de stockage généralement comprise entre 8 à 40 m. Ces cellules qui ont, généralement, une surface de 5000 m² sont aussi subdivisées en alvéoles par des digues pour améliorer la gestion de son remplissage par les déchets. Chaque cellule est équipée de barrières imperméables au fond et sur ses flancs ainsi que d'une couverture. La mise en place des déchets s'effectue par couches successives compactées.

Pour assurer l'évacuation et la collecte de lixiviat et de biogaz produites par la biodégradation des réseaux de drains et des puits de collecte sont disposés dans le massif. Les fuites de biogaz sont réduites par la mise en dépression du système de captage (*Olivier, 2003*).

2.4.2. LA CELLULE DE STOCKAGE

Une cellule de stockage en France est d'environ 5000 m² de surface pour une hauteur de 30 à 40 mètres (*Olivier, 2003*). Pour le contrôle et la maîtrise des fluides, un réseau de puits de récupération des effluents gazeux ainsi qu'un système de drainage des effluents liquides sont mis en place (Figure 2.5).

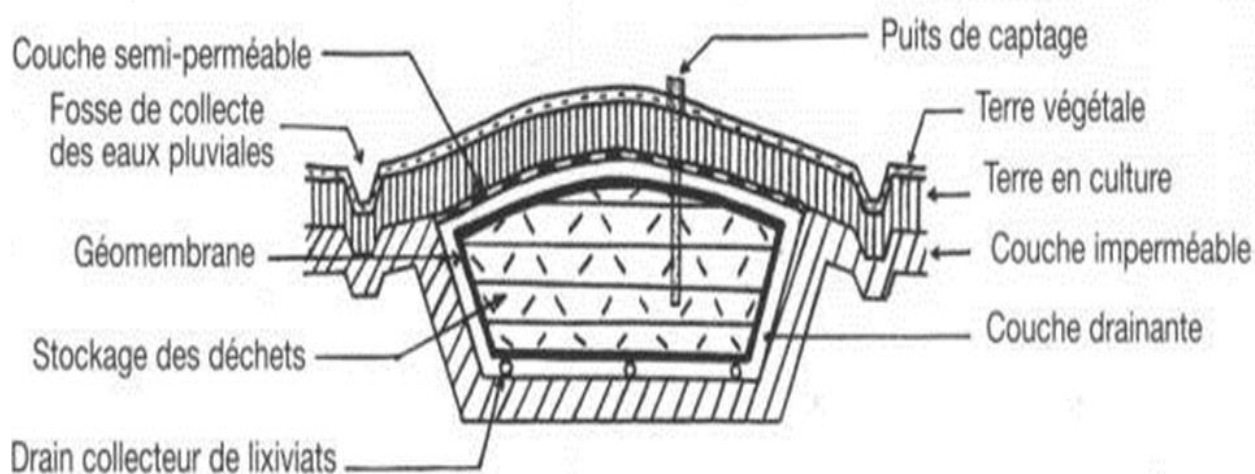


Figure 2.5 : Coupe schématique d'un casier d'ISDND

a) Le fond et les flancs de la cellule

La cellule de stockage dispose d'un système d'étanchéité installé au fond et sur les flancs pour faire face à la contamination du sous-sol ainsi que des nappes phréatiques par les lixiviats. Selon les recommandations de (*Ademe, 1999*) cette barrière d'étanchéité doit être construite en double couches (Figure 2.6):

- Une couche assurant la prévention de la pollution des sols et des eaux avec une conductivité hydraulique à saturation $K_{sat} < 10^{-9}$ m/s;
- Une couche de sécurité active, assurant le drainage et la collecte des lixiviats. Elle consiste à assurer à la fois l'étanchéité et le drainage en associant des géosynthétiques (géomembrane, géotextile) et des matériaux naturels (couche drainante) (*Tinet, 2011*).

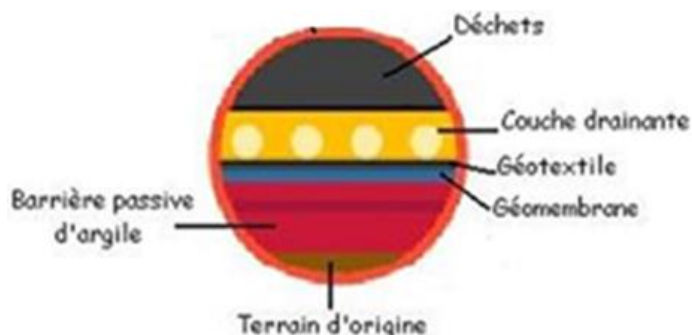


Figure 2.6 : Les différentes couches du fond de la cellule

b) Couverture

Une fois la cellule remplie, une couverture finale est installée au-dessus du massif de déchet dans le but de minimiser l'effet des rejets d'effluents gazeux ainsi que l'infiltration d'air et des eaux de pluvielles (Figure 2.7). Selon (Ademe, 1999) la couverture est composée de haut en bas par:

- Une couche de terre végétale destinée à optimiser l'évapotranspiration par conséquent diminue le risque d'infiltration et aussi pour stabiliser les pentes ;
- Une couche de drainage des eaux pluviales ;
- Une couche d'étanchéité ($K_{sat} < 10^{-6}$ m/s) d'épaisseur d'environ 1 m ;
- Une couche de drainage du biogaz directement au-dessus des déchets.

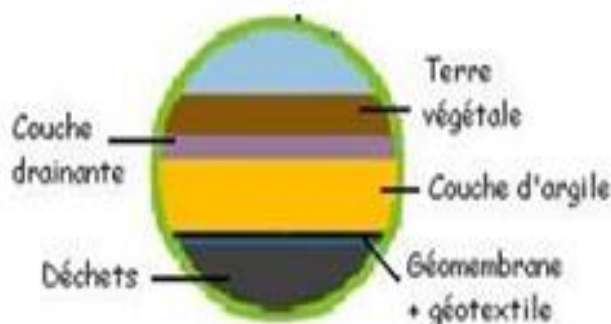


Figure 2.7 : Les différentes couches d'une couverture des déchets en ISDND

c) Dispositifs de Collecte et de Traitement des effluents

La collecte des fluides (lixiviats et biogaz) et des eaux pluviales s'effectue par des drains en polyéthylène haute densité (PEHD), intégrés aux dispositifs d'étanchéité s, avec des drains horizontaux et /ou verticaux dans les déchets (Chenu, 2007; Khire et Mukherjee, 2007). Avec les avantages et les inconvénients de chaque système : les systèmes verticaux résistent davantage aux tassements des déchets, tandis que les systèmes horizontaux permettent un meilleur drainage du massif de déchets.

Les effluents de l'ISDND subissent des traitements spécifiques:

- les lixiviats subissent:
 - ✓ un traitement in situ se résume à une évapo-concentration et à un stockage ;
 - ✓ un traitement très poussé sur des sites de taille importante pour un traitement complète similaire à celles utilisées pour les eaux usées.
- le biogaz subit un traitement qui peut être :

- ✓ Une combustion en torchère à haute température ;
- ✓ Une valorisation énergétique sur site permettant de produire de l'électricité, voire un traitement pour être ensuite utilisé comme carburant (bio-méthane).

2.5. GESTION D'UNE ISDND

La vie d'une cellule de stockage d'ISDND passe par cinq phases :

- Phase 1 : phase d'exploitation (3 à 6 mois) ;
- Phase 2 : phase primaire de post-exploitation (2 ans) ;
- Phase 3a : phase secondaire de post-exploitation (10 à 15 ans) ;
- Phase 3b : phase de suivi post-exploitation (30 ans) ;
- Phase 4 : phase de veille.

La phase d'exploitation est celle où les travaux importants sont réalisés sur l'alvéole. Les phases de post-exploitation sont des phases de contrôle et le suivi du site. Des travaux concernant la réutilisation du site peuvent être envisagés dans la dernière phase.

2.6. L'EVOLUTION DES TECHNIQUES DE STOCKAGE DES DECHETS EN ISDND

2.6.1. LES DECHARGES SAUVAGES

Tout un chacun a une idée de ce que représente une décharge", car toute société à toujours besoin, pour se débarrasser de ses déchets, d'un moyen, d'un lieu, faisant office de "dépotoir". (*MEZOUARI, 2011*)

Les plus initiés savent que les habitudes de nos aïeux de jeter leurs ordures, et plus généralement tous les déchets, sans aucune précaution, dans le premier trou venu, ont bien changé au cours des dernières décennies (*Billard, 2001a*).

Les décharges ont été, pendant des siècles, de simples « trous » où l'on déversait des déchets, généralement dans des cavités ou d'anciens sites miniers ou de carrières, sans aucune précaution particulière (*Damien, 2009*). Ces sites étaient basés sur un concept de dépôt, de remblaiement et laisser les lixiviats aux travers de plusieurs strates non saturées de sol et permettre ainsi aux polluants de se diluer puis d'atténuer leur caractère dangereux grâce aux processus biologiques et physico-chimiques ayant lieu au sein des différentes couches de sol (*Barral, 2008*).

La gestion des déchets est devenue une des préoccupations majeures de ces dernières années et plusieurs techniques de conception ont vu le jour dans bon nombre de pays développés : incinération, compostage, méthanisation, enfouissement.

2.6.2. LES ISDND

Les ISDND réservées au stockage des déchets DND en évitant la pollution de l'environnement par les effluents (*Benson et al, 2007*).

L'humidité est un des facteurs important dans le processus de la biodégradation (*Reinhart et Townsend, 1998*).

2.6.2.1. LA RECIRCULATION DES LIXIVIATS

Lorsque Le déchet ne se dégrade pas, son potentiel polluant restait intact et restait susceptible de contaminer l'environnement, réactivant la biodégradation du déchet par humidification la plus efficace (recirculation des lixiviats).

Une humidité insuffisante ayant été identifiée comme l'une des causes principales d'un blocage de la biodégradation (*Reinhart et Townsend, 1997 ; Bilgili et al, 2007 ; McDougall et al, 2007 ; Pommier et al, 2008 ; Zhao et al, 2008*).

L'humidité d'un déchet est un facteur primordial de sa biodégradation (*Reinhart et Townsend, 1998*). Pour réactiver la biodégradation une recirculation des lixiviats est souvent réalisée pour assurer une humidité suffisante et réduire les quantités de lixiviats à traiter.

Pour assurer la recirculation des lixiviats, des réseaux de puits horizontaux ou verticaux sont utilisés sur les massifs de déchets, déjà en place, pour réinjecter les lixiviats.

Outre le fait d'humidifier le déchet, la recirculation de lixiviat permet aussi l'apport des nutriments et microorganismes présents dans le lixiviat (*Tinet, 2011*).

- Les avantages de la recirculation selon *Warith (2002)* ou *Benson et al (2007)* sont :
 - ✓ Diminution importante du temps de post-exploitation des ISDND (*Warith, 2002*);
 - ✓ Pour le tassement :
 - Augmentation du taux et du temps de tassement (*Morris et al, 2003; Swati and Joseph, 2008*).
 - Augmentation de la capacité du stockage (*Warith, 2002*).
 - Diminution le risque d'endommagement des couvertures (*Benson et al, 2007*).
 - ✓ Augmentation du taux de production de biogaz (*François et al, 2007*) ;
 - ✓ Diminution des coûts de traitement du lixiviat (*François et al, 2007; Morris et al, 2003*) ;
- Les inconvénients majeurs d'une augmentation de l'humidité de déchet sont les problèmes de stabilité mécanique (*Koerner et Soong, 2000*) ainsi que les risques accrus de colmatage des systèmes de drainage des lixiviats.

La quantité de lixiviat disponible sur site est généralement insuffisante pour permettre une humidification optimale du massif de déchet (*Warith ,2002*), Par conséquent, une méthode optimisée de la recirculation de lixiviat appelée bioréacteur est développée.

2.6.2.2. L'ISDND BIOREACTEUR

Un ISDND bioréacteur est dotée d'un système de recirculation des lixiviats, généralement, gérée en mode anaérobie, c'est-à-dire en enceinte confinée sans apport d'oxygène de l'air (*Staub, 2010*).

La gestion d'une ISDND en mode bioréacteur vise à réaliser les objectifs suivants :

- Réduction des coûts de stockage (maintenance et de la surveillance de post-exploitation) à long terme (*Warith, 2002*) ;
- Conversion et stabilisation plus rapide de la matière organique des déchets (de 10 à 15 ans au lieu de 30 à 100 ans) (*Pacey et al, 1999*) ;

- Augmentation et accélération de la production du biogaz. En effet, d'optimisation de son captage et sa valorisation (*Barlaz et al, 1990 ; Warith, 2002*) ;
- La mise en oeuvre d'un système d'isolement et de confinement plus performant pour Garantir la réduction des émissions de gaz à effet de serre et des odeurs (*FNADE, 2007*) ;
- Stabilité mécanique rapide du déchet vis-à-vis le tassement et gain d'espace pour la réutilisation (*El-Fadel et al, 1996 ; Hossain et al, 2003*) ;
- Réduction de la quantité de lixiviats à traiter et des coûts de traitement associés (*Warith, 2002*) ;
- Réduction de la charge polluante biodégradable des lixiviats, ce qui se traduit par une diminution de la DCO (*Reinhart et Townsend, 1998*).

Les modes d'optimisation des conditions de biodégradation sont nombreux et le bioréacteur peut se présenter sous différentes formes : recirculation de lixiviats, circulation de liquide en grandes quantité (Flushing Bioreactor), ajout de boues, insufflation d'air (bioréacteur aéobie), etc (*Stoltz, 2009*).

Comme étant l'humidité du déchet en installation de stockage anaérobie est le facteur principal de limitation de sa biodégradation, le moyen le plus efficace reste la recirculation des lixiviats dans le massif des déchets.

Autres procédés comme le broyage, le contrôle de la température ou du pH ainsi que d'autres formes de prétraitements (tels que l'ajout de nutriments) font aussi partie intégrante de la gestion en mode bioréacteur (*Warith, 2002*).

2.6.2.3. AUTRES MODES DE GESTION DE STOCKAGE DES DND

Les autres techniques du stockage des déchets sont :

a) les techniques de prétraitement mécano-biologique (MBT) :

- Le déchet subit un traitement mécanique (tri + broyage) et biologique, Cette méthode est très utilisée en Allemagne et en Autriche (*Munnich et al, 2006*).
- La durée du prétraitement est d'ordre de quelques mois (*Lornage et al, 2007*).

b) méthode d'aérobisation:

- L'injection de l'air dans le matériau déchet facilite et accélère la biodégradation (*Ritzkowski et al, 2006*).
- Par conséquent, l'aérobisation permet la réduction de l'émission de gaz à effet de serre (*Ritzkowski et al, 2006*).

2.6.2.4. L'EFFET DES PHENOMENES HYDRO-MECANIQUE ET BIO-MECANIQUE SUR LA GESTION DES ISDND

Le fonctionnement des ISDND en mode bioréacteur nécessitant de bien clarifier et de prendre en compte les interactions qui apparaissent durant la vie de l'ISDND :

1. hydro-mécanique : la circulation des fluides dans le massif de déchet est fortement influencée par la structure du matériau. Afin de bien contrôler les mouvements de fluides dans une alvéole, il est donc nécessaire de prendre en compte l'impact des effets mécaniques (notamment les tassements) sur les propriétés hydrauliques du matériau. Par ailleurs, dans les zones de teneurs en eau élevées (ou saturées), les forces de pressions interstitielles sont susceptibles d'entraîner une déstabilisation du massif en particulier aux niveaux des pentes latérales. Pour profiter du tassement important dans les déchets, le stockage est réalisé en

couches bien compactées. Ce type de mise en œuvre peut entraîner une complexification de la circulation et de l'infiltration des fluides (lixiviat et biogaz) dans le matériau déchet ;

2. bio-mécanique : l'humidité favorise la biodégradation et entraîne une perte de masse du matériau de déchet qui contribue aux tassements accompagnés d'une diminution de la taille des pores réservées à la circulation des fluides (biogaz et lixiviat).

En effet, ces phénomènes complexifient grandement les lois de comportement des déchets.

2.7. CONCLUSION

La complexité des déchets (biodégradation, tassement important, circulation des fluides, production du biogaz) rend difficile l'emploi des méthodes traditionnelles de mesures en mécanique des sols. D'autre part, le caractère évolutif et l'hétérogénéité des déchets nous oblige à bien mettre en évidence ces phénomènes, à les prendre en considération lors des études hydrauliques et mécaniques et de bien caractériser le milieu déchet.

***CHAPITRE N°III :
CARACTERISATION DU MILIEU DÉCHET***

CHAPITRE N°III : CARACTERISATION DU MILIEU DÉCHET

3.1. INTRODUCTION

La nécessité de disposer de connaissances acquises sur les caractéristiques du matériau déchet pour pouvoir paramétrer des modèles numériques de prévision du comportement hydro-mécanique de ce matériau, conduit à mettre en œuvre d'une recherche bibliographique ayant pour objectif de préciser la plage des valeurs de ces caractéristiques. Ce chapitre a pour objectif la caractérisation des trois phases (solide, gazeuse et liquide) du matériau déchet ainsi leurs compositions.

3.2. COMPOSITION ET STRUCTURE DU DECHET

Le déchet est un milieu poreux triphasique constitué de solide, liquide et gaz en proportions variables. Le déchet est assimilé à un milieu poreux aux propriétés hétérogènes dans le temps et dans l'espace pour chacune des trois phases.

La Figure 3.1 présente ces différentes phases de façon schématique (Aguilar-Juarez, 2000 ; Kazimoglu et al, 2005b ; Hettiarachchi et al, 2007 ; Machado et al, 2008 ; Gourc et al, 2010).

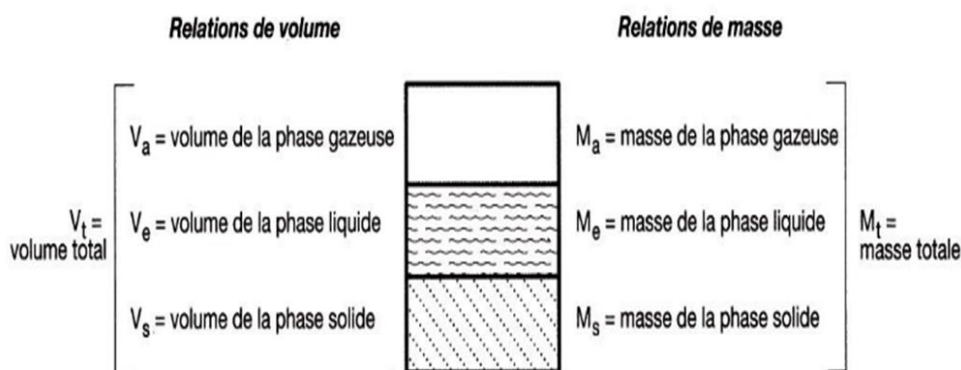


Figure 3.1: Présentation des 3 parties du matériau du déchet

La phase solide peut être décomposée en 3 catégories de matière :

- Matière inerte ;
- Matière déformable ;
- Matière décomposable.

La phase liquide est composée de :

- Résidus liquides provenant de la décomposition des déchets organiques ;
- Eau de percolation provenant des précipitations.

La phase gazeuse, est composée :

- d'air pendant la phase initiale de remplissage ;
- de biogaz issus de la décomposition de la matière organique composé essentiellement de méthane et de dioxyde de carbone.

La composition des déchets varie d'une région à l'autre en fonction du degré de développement, de l'urbanisation, du système de collecte sélective, etc... Les déchets sont composés majoritairement de (Dixon et Jones, 2005) :

- déchets putrescibles ;
- papiers et cartons ;
- plastiques ;
- bois ;
- verre ;

- métaux.

Manassero et al. (1997) montrent que la composition du milieu est très hétérogène et varie d'un pays à l'autre, citant :

1. Bangkok (Thaïlande) ;
2. Pékin (Chine) ;
3. Nairobi (Kenya) ;
4. Hong-Kong (Chine) ;
5. New York (USA) ;
6. Istanbul (Turquie) ;
7. Genève (Suisse) ;
8. Athènes (Grèce) ;
9. Cochabamba (Bolivie) ;
10. Wollongong (Australie).

Constituants (%)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Déchets putrescibles	44	45	74	15	20	61	28	59	71	58
Papier et carton	25	5	12	3	22	10	31	19	2	16
plastique	-	1	5	-	-	3	9,5	7	3	20
Cuir, Bois, Caoutchouc	7	1	-	7	3	6	4	4	1	-
Textile	3	-	-	10	-	3	5	-	-	-
Verre	1	1	4	10	6	1	9	1	1	2
Autres	19	46	2	22	46	14	11,5	21	21	1

Tableau 3.1 : Composition des déchets ménagers de par le monde d'après Manassero et al. (1997).

3.3. CLASSIFICATIONS DES DECHETS

Les classifications traditionnelles relatives aux déchets sont multiples :

- « Modecom » en France ;
- « BSWM » aux Etats-Unis ;
- « IPC » en Angleterre *Maystre et al (1994)*.

Dixon et Jones (2005) considèrent que parmi les informations nécessaires dans toute classification sont :

- la forme des particules (particules tridimensionnelles, de type granulaire, et particules bi- ou monodimensionnelles, et évolution possible de la forme des particules) ;
- la taille des particules (granulométrie) ;
- les groupes de matériaux (catégories de composants) ;
- la biodégradabilité des particules et leur organicité.

Les déchets autorisés à être stockés dans les décharges françaises (filière stockage) de classe II sont répartis en deux catégories :

- a) Les déchets dont la teneur en matière organique est importante et dont le comportement fortement évolutif conduit à la formation de lixiviat et de biogaz. On compte parmi ces déchets :
 - les ordures ménagères (OM) ;
 - les déchets de voirie ;
 - les déchets industriels et commerciaux assimilables à des déchets ménagers ;
 - les boues de station d'épuration ;
 - les papiers et les cartons et résidus de bois.

b) Les déchets dont le comportement est peu évolutif dans le temps (dont la capacité de dégradation biologique est faible). Ce groupe comprend :

- les plastiques ;
- les métaux ;
- le verre ;
- les refus de tri non fermentescibles et peu évolutifs ;
- les objets encombrants ;
- les mâchefers.

Landva et Clark (1990) ont adopté un système de classification universel en deux catégories principales (organique / minérale) subdivisées en quatre sous-catégories (Tableau 3.2).

Catégorie	Sous catégorie	Déchets
Organique	Putrescible (rapidement dégradable)	Déchets alimentaires, déchets verts, restes d'animaux, déchets souillés
	Imputrescible (lentement dégradable)	Papier, bois, textile, cuir, plastique, caoutchouc, graisse, etc.
Minérales	Dégradable (partiellement dégradable)	Métaux
	Non dégradable	Verre, céramiques, sols minéraux, gravats, cendres, béton, débris de construction, etc.

Tableau 3.2 : Classification des déchets proposée par Landva et Clark (1990)

Kölsch (1995) considère sept classes de matériaux suivant leurs caractéristiques de renforcement :

- Papier / carton ;
- Matériaux synthétiques lisses :
 - Feuilles ;
 - Caoutchouc ;
 - Cuir ;
 - Textile).
- Matériaux synthétiques durs :
 - plastiques ;
 - cuirs durs.
- Métaux ;
- Minéraux :
 - Verre ;
 - Céramique ;
 - Sol.
- Bois ;
- Résidus putrescibles.

Zornberg et al (1999) ont proposé une classification simplifiée incluant seulement quatre catégories :

- Sol ;
- Déchet ménager ;
- Déchet vert ;
- Déchet inerte.

Aguilar-Juarez (2000) et Aran (2001) proposent une classification utilisée dans les modèles de biodégradation qui consiste à classer les déchets en fonction de leur vitesse de dégradation (Tableau 3.3).

Classe du déchet solide	Elements constitutifs
Rapidement biodégradable	Déchets alimentaires, déchets verts (feuilles, végétaux), Boues
Moyennement biodégradable	Papiers, cartons
Lentement biodégradable	Textiles, déchets ligneux, bois
inertes	Matière minérale (gravats), métaux, plastiques

Tableau 3.3 : Classification des déchets on basant sur la vitesse de dégradation

Thomas et al (1999) et Nousheen (2010) proposent une classification en fonction du caractère de type « sol » ou « non-sol » des constituants (Figure 3.2). Dans cette classification, si les plastiques et les métaux ont un comportement de type « sol » durant l'évolution temporelle du déchet, à l'inverse, les inertes minéraux et le verre ont toujours un comportement de type non-sol, et tous les autres composants évoluent avec le temps.

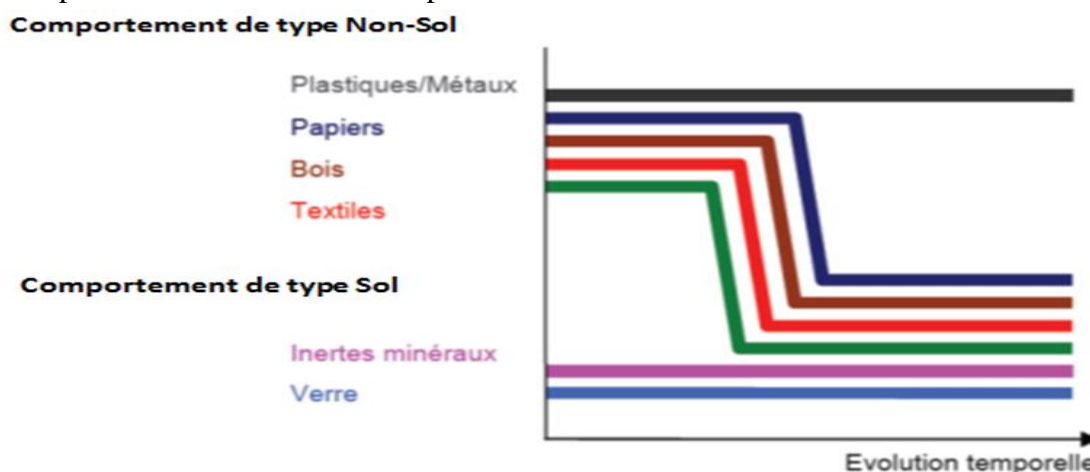


Figure 3.2: Comportement Sol ou non-sol des constituants du matériau déchet (Nousheen-Arif, 2010)

Grisolia et al. (1995a) proposent de séparer les constituants du déchet suivant les trois catégories présentées dans le tableau ci-joint :

Catégories	Description
Inertes (éléments inertes rigides)	<ul style="list-style-type: none"> • Matériaux non (ou très peu) dégradables et dont la résistance à la déformation est élevée. • Sont concernés : particules de sol naturel, gravats, le verre, les céramiques, les métaux, les plastiques durs et aussi le bois.
Déformables Eléments très déformables	<ul style="list-style-type: none"> • Dégradation est très lente • Soumis à une charge, ces matériaux tendent à tasser instantanément du fait des vides importants caractérisant leur arrangement initial, certains d'entre eux continuent à se déformer sans le temps sous charge constante sous l'effet du fluage. • Sont concernés ; papiers plastiques en feuilles, textiles, caoutchouc, pneus, etc.
Dégradables (éléments Facilement Dégradables)	<ul style="list-style-type: none"> • Matériaux évoluant rapidement à la fois en terme de composition et de consistance. • Sont concernés : végétaux, déchets alimentaires etc.

Tableau 3.4 : Classification des déchets proposée par Grisolia et al (1995)

Maystre et al (1994) et Grisolia et al (1995) ont représenté la composition du déchet sous forme d'un diagramme ternaire représentant les trois classes (Figure 3. 3) :

- Combustibles ;
- Inertes ;
- Teneur en eau.

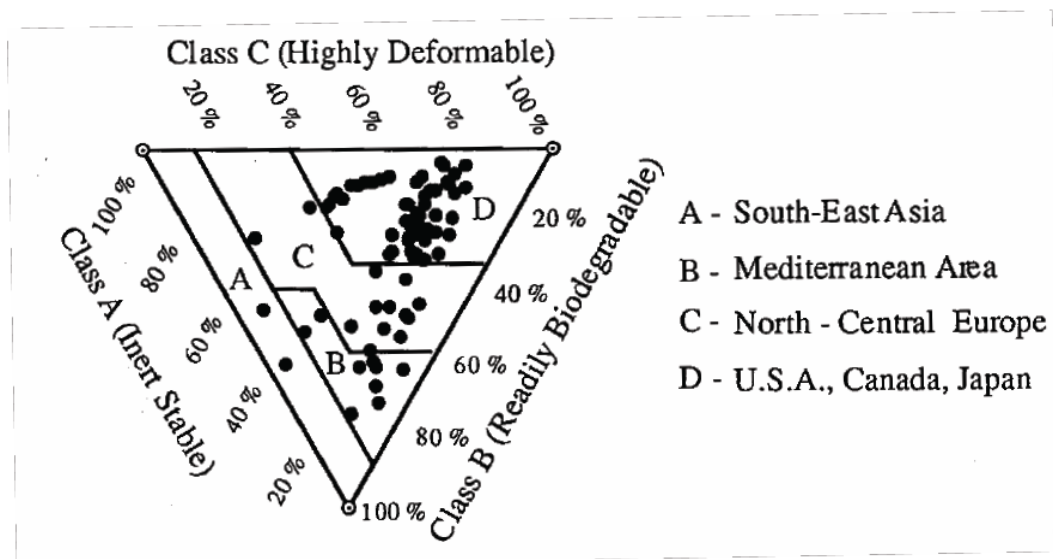


Figure 3.3: Classification des déchets selon leur déformabilité (Grisolia et al 1995)

A partir du diagramme ternaire précédent, l'évolution d'un déchet au cours du temps pourrait être illustrée, essentiellement dans le sens d'une dégradation (Figure 3.6).

Une classification plus complexe proposée par Dixon et Langer (2006). Leur classification tient compte différents critères:

- classer les différents composants par catégories ;
- classer les composants en fonction du comportement mécanique :
 - compressible ;
 - incompressible ;
 - renforçant.
- ces étapes sont répétées pour chaque classe de taille des matériaux ;
- enfin, la biodégradabilité des différents matériaux est évaluée pour chaque groupe de matériaux.

Figure 3.4 présente une classification pour les composants compressibles, donc pour un seul déchet, plusieurs graphiques de la sorte doivent être réalisés, ce qui empêche d'avoir une vision d'ensemble.

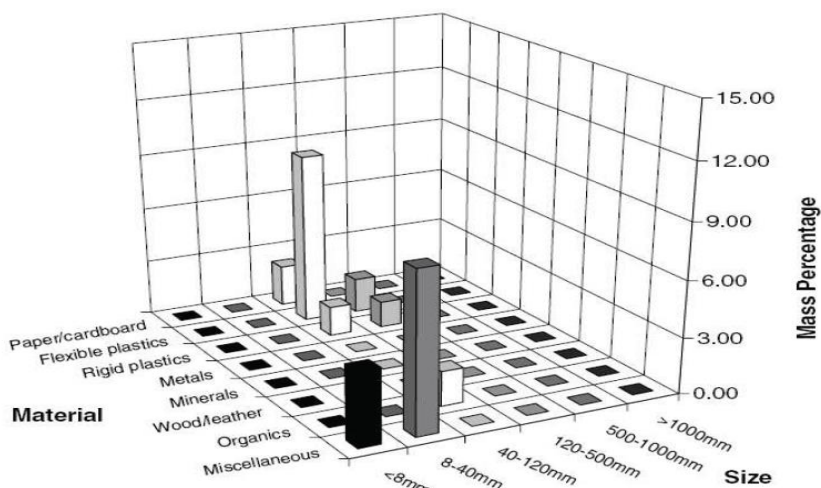


Figure 3.4: classification multi-critères (Dixon et Langer, 2006).

3.4. LES PROPRIETES DES TROIS PHASES CONSTITUANTS LE MATERIAU DECHET

3.4.1. PROPRIETES DE LA PHASE SOLIDE

3.4.1.1. GRANULOMETRIE DU DECHET

En France, la méthodologie utilisée pour caractériser un déchet de type OM (Matière Organique) est le MODECOM (MéthOde DE Caractérisation des ORdures Ménagères) (ADEME, 1993). Le rapport entre éléments fins et éléments grossiers varié de 1 à 1000 en moyenne. Cette hétérogénéité oblige à prélever des échantillons de plusieurs dizaines voire centaines de kilos pour garantir une caractérisation correcte du matériau. Le MODECOM consiste à prélever aléatoirement 500 kg de matière humide de déchet et les répartir en trois fractions granulométriques :

- Les éléments grossiers supérieurs à 100 mm ;
- Les éléments moyens, compris entre 20 et 100 mm ;
- Les éléments fins, inférieurs à 20 mm.

Pour des déchets de type DIB (Déchets Industriels Banals) bruts en mélange, plus hétérogènes et dont la granulométrie est supérieure à celle de l'OM, l'Ademe conseille de prélever un échantillon de 50 tonnes humides en 30 prises (Ademe, 1999).

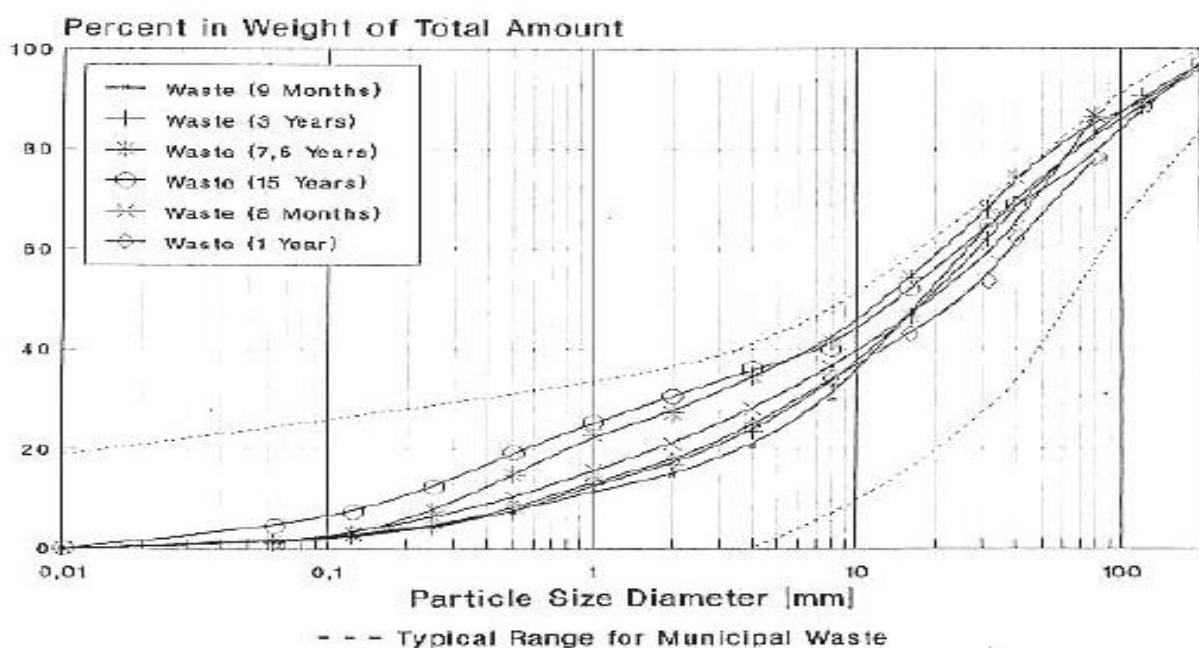


Figure 3.5 : La granulométrie d'un matériau déchet ménager (Jessberger et Kockel, 1991)

La structure du milieu est en relation étroite avec sa granulométrie (Stoltz, 2009). La granulométrie est évaluée par le classement des particules en fonction de leur diamètre maximum (D_{max}) ou de leur diamètre moyen. La mise en œuvre pour les déchets est moins aisée que pour les sols de par la nature non sphérique des constituants (Chenu, 2007 ; Stoltz, 2009). Le rapport entre éléments fins (poussières, particules organiques, fragments), caractérisés par le diamètre D_{10} « Diamètre en deçà duquel sont comprises 10% de la masse des particules granulaires » et éléments grossiers (encombrants, mobilier), caractérisés par le diamètre D_{90} peut atteindre 1000 (Olivier, 2003).

3.4.1.2. MASSE VOLUMIQUE

1. DEFINITIONS

On définit 3 poids volumiques distincts :

- La masse volumique humide;
- La masse volumique sèche;
- La masse volumique constitutive du solide.

a. *La masse volumique humide ou apparente ρ_h (t/m^3) :*

$$\rho_h = \frac{M_h}{V_t} \quad \text{Eq 3.1}$$

Avec :

M_h : la masse humide du déchet ;

V_t : le volume total du déchet.

Les masses volumiques relevées sont beaucoup plus faibles que celles d'un sol (Bellenfant, 2001).

Le Tableau 3.5 donne quelques valeurs de masse volumique humide relevées dans la littérature. On constate que la masse volumique humide varie entre 0.3 à 1.5 t/m^3 (Tableau 3.5). Les déchets frais ont des valeurs plus faibles.

Auteurs	Valeurs de ρ_s (t/m^3)	Commentaires
Oweis et Khera, 1990	0,49 – 1,1	Déchets en place
Arigala et al, 1995	0,8	Déchets en place
Beaven et Powrie, 1995	0,32 – 0,75	Déchets frais
Zomberg et al, 1999	1,0 - 1,5	Déchets en place (8 et 50m)
Gourc et al 2001	0,7	Déchets en place (en surface)
Olivier, 2003	0,6 - 1,3	Déchets en place
Jain et al, 2005	0,7	Déchets en place (22m)
Wang et al, 2006	0,68 - 0,73	Déchets frais compacté
Jun et al, 2007	1,1	Déchets frais compacté
Olivier et Gourc, 2007	1,03	Déchets frais
Zhan et al, 2008	0,3 - 1,2	Déchets en place

Tableau 3.5 : les différentes valeurs de la masse volumique humide pour des différents états du matériau déchet (Staub, 2010)

b. *La masse volumique sèche ρ_d (t/m^3) :*

$$\rho_d = \frac{M_h - M_w}{V_t} \quad \text{Eq 3.2}$$

Avec :

M_h : la masse humide du déchet

M_w : la masse d'eau ;

V_t : le volume total

Les valeurs de masse volumique sèche ρ_d sont également données dans la littérature et varient entre 0.19 et 0.60 t/m³ (Beaven et Powrie, 1995 ; Zhan et al, 2008). Les valeurs de ρ_d varient fortement avec l'état de compaction du déchet.

c. **La masse volumique constitutive du solide ρ_s (t/m³) :**

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad \text{Eq 3.3}$$

Avec :

M_s : la masse de la partie solide du déchet ;

V_s : le volume de la partie solide du déchet

Notons M_t , M_h , M_s et M_w représentent respectivement les masses totale, humide, des grains solides et d'eau d'un échantillon, et V_t son volume total.

La valeur de la masse volumique constitutive ρ_s est accessible par le calcul de la porosité totale, ou en la déduisant de la composition du déchet (Stoltz, 2009 ; Zornberg et al, 1999) donnent une valeur de 2.3 t/m³. Stoltz (2009) a caractérisé les déchets par une valeur moyenne de 1.65 t/m³ et il a proposé des valeurs de masses volumiques constitutives par composants à partir de données de Beaven and Powrie (1995) et Landva et Clark (1990) (Tableau 3.6)

Catégorie	Masse volumique constitutive (kg.m ⁻³)
Papiers / Cartons	2000
plastiques	10000
Textiles	430
Putrescibles	1250
Métaux	6000
verres	2900
Combustibles	1250
Incombustibles	2600
Eléments fins (-20mm)	1250

Tableau 3.6 : les valeurs des masses volumiques constitutives (Staub, 2010)

La relation théorique entre les masses volumiques de l'ensemble des éléments est la suivante :

$$\frac{1}{\rho_s} = \sum_i \frac{f_i}{\rho_{si}} \quad \text{Eq 3.4}$$

Avec f_i correspond à la fraction de masse sèche ρ_{si} du constituant « i » et $\sum_i f_i = 1$

2. DISCUSSION

La masse volumique est une propriété très importante pour l'étude géotechnique des ISDND (Bellenfant, 2001 ; Dixon et Jones, 2005). La masse volumique est aussi une caractéristique essentielle pour traiter le comportement mécanique (le tassement et la stabilité) des installations de déchet. Elle influe directement sur l'état de contrainte interne du matériau (Olivier, 2003).

Sa valeur dépend (Olivier, 2003):

- De La composition des déchets ;
- Du degré de compactage lors de la mise en place ;
- De la présence ou non de couvertures périodiques.

Sa valeur est évaluée en fonction :

- De sa profondeur dans le massif ;
- De sa teneur en eau ;

- De son degré de décomposition.

Avec la biodégradation, la composition du déchet change, les matériaux dégradables sont transformés, et par conséquent la masse volumique solide est modifiée avec, a priori, une tendance à l'augmentation qui reste encore assez mal caractérisée

3.4.1.3. POROSITE

1. DEFINITIONS

La porosité totale n_t ($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$) correspond au volume des vides sur le volume total de milieu poreux. Elle correspond à un rapport du volume de vides V_v sur le volume total V_t .

- La porosité totale n_t (m^3/m^3) :

$$n_t = \frac{V_v}{V_t} \quad \text{Eq 3.5}$$

- La porosité au gaz n_g (parfois aussi notée θ_g) (m^3/m^3) :

$$n_g = \frac{V_g}{V_t} \quad \text{Eq 3.6}$$

- La porosité au liquide n_l (parfois aussi notée θ_l) (m^3/m^3) ;

$$n_l = \frac{V_l}{V_t} \quad \text{Eq 3.7}$$

- L'indice des vides est fréquemment utilisé et s'exprime par :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{Eq 3.8}$$

- On a de plus les trois relations suivantes :

$$n_t = n_g + n_l \quad \text{Eq 3.9}$$

$$n_t = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad \text{Eq 3.10}$$

Et

$$e = n_t / (1 - n_t) \quad \text{Eq 3.11}$$

La porosité joue un rôle principalement dans le stockage des fluides et leur capacité à s'écouler. Elle joue aussi un rôle fondamental pour l'étude de la compressibilité d'un matériau (Thomas, 2000).

De multiples autres définitions de la porosité existent, basées sur des définitions expérimentales (Hudson et al, 2004 ; Olivier et Gourc, 2007), ou théoriques (Stoltz et al, 2010 ; Tinet et al, 2010).

La porosité totale peut être découpée de plusieurs manières (Figure 3.6) :

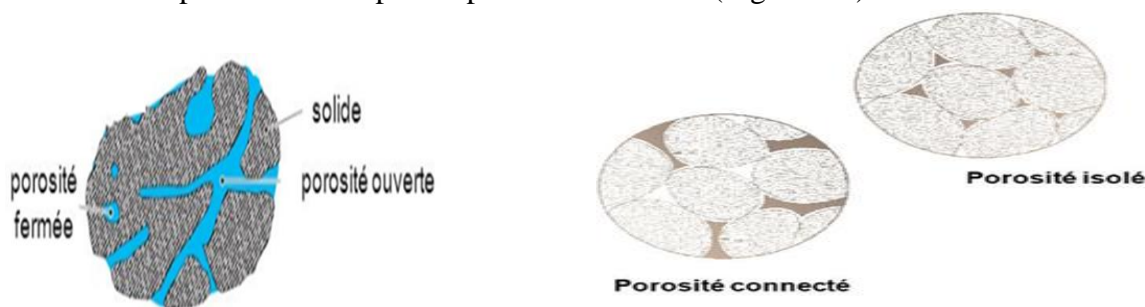
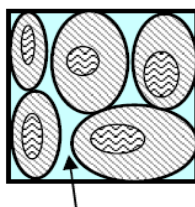


Figure 3.6: Différentes définition de la porosité

- **La porosité ouverte**

La porosité ouverte correspond aux vides inter-particulaires (Figure 3.7).

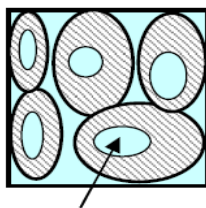


Vides inter-particulaires

Figure 3.7: Porosité ouverte

- **La porosité fermée**

La porosité fermée correspond aux vides intrinsèques à certains matériaux ou intra-particulaires, en particulier les matériaux organiques (Figure 3.8). La valeur de la porosité fermée dépend a priori de la composition du déchet, de la porosité et de la compressibilité de chaque composant.



Vides intra-particulaires

Figure 3.8: Porosité fermée

- **Porosité connectée**

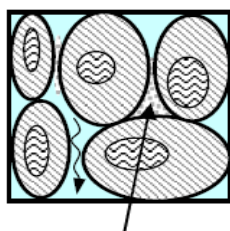
C'est dans cette porosité que se déroule l'ensemble des mouvements de fluides.

- **Porosité non connectée**

Les matériaux imperméables (plastiques..) isolent certaines zones du milieu déchet et ne permettent pas l'écoulement et créent des pores formant ce que on appelle la porosité non connectée.

- **Porosité de drainage**

La porosité de drainage ou la porosité efficace permet d'évaluer la quantité de liquide pouvant être libérée par drainage gravitaire (Figure 3.9).



Vides capillaires

Figure 3.9: Porosité efficace

Cette porosité peut être reliée à la capacité au champ par la relation :

$$n_d = n_o - \theta_{cc} \quad \text{Eq 3.12}$$

Avec :

n_o : la porosité ouverte ;

n_d : la porosité de drainage (la porosité efficace) ;

θ_{cc} : la capacité au champ.

- **porosité résiduelle**

Les pores déconnectés hydrauliquement mais aussi les pores de petite taille qui retiennent l'eau par capillarité forment la porosité résiduelle.

2. DISCUSSION

La porosité fractionnée en macropores et micropores, est utilisée notamment en modélisation de type double porosité (Tinet et al, 2010). Dans ce type de configuration, la porosité permettant effectivement l'écoulement (macropores ou porosité de drainage) est généralement assez faible (Tableau 3.7).

La porosité de drainage (expérimentalement)		
Référence	Porosité de drainage (%)	Compression
Beaven and Powrie (1995)	1,5 - 13	Entre 40 kPa et 600 kPa
Hudson et al. (2004)	1 - 18	Entre 40 kPa et 180 kPa
Staub (2010)	5 - 25	Faible compression

Tableau 3.7 : porosité de drainage en fonction de la compression (Staub, 2010)

Beaven et Powrie (1995) ont observé une évolution de la porosité efficace (la porosité de drainage) de quelque 15 à 20 % à moins de 2 % sous l'action d'une variation de contrainte de 30 à 450 kPa (équivalent au poids d'une colonne de déchet de 40 à 50 m de déchet environ) (Figure 3.10).

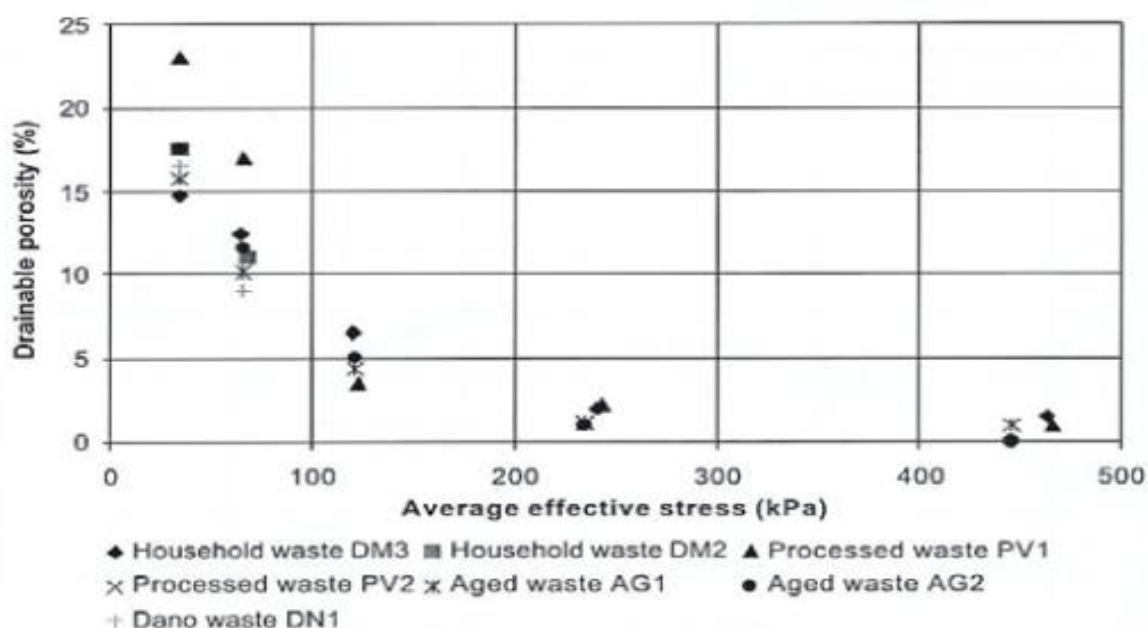


Figure 3.10 : l'effet de la contrainte verticale moyenne sur la porosité efficace du déchet (Powrie et al, 2000)

Le Tableau 3.8 montre que les valeurs de la porosité totale pour un certain nombre de références sont généralement de l'ordre de 0.5. La faible valeur rapportée par Massmann et Maddent (1994) à partir d'un essai de pompage correspond doit plutôt être considéré comme une porosité de drainage.

Auteurs	Valeurs de n_t (m^3/m^3)	Commentaires
Massmann et madden, 1994	0,22	Estimation par test de pompage
Benson et Wang, 1998	0,53	Estimation par exp. de succion
Yuen, 1999	0,54	Calcul d'après ρ_d et ρ_s
Zomberg et al, 1999	0,49 - 0,62	Mesure expérimentale à l'eau
Hudson et al, 2004	0,46 - 0,56	Mesure expérimentale à l'eau
Olivier et Gourc, 2007	0,48 - 0,51	Mesure expérimentale à l'eau
Stoltz, 2009	0,61 - 0,76	Mesure expérimentale au gaz

Tableau 3.8 : Valeurs de la porosité n_t (Staub, 2010)

La porosité résiduelle peut être assimilée à la capacité au champ. La capacité au champ est en effet définie comme la teneur en liquide à l'équilibre en conditions drainées.

La porosité évolue aussi en fonction de la granulométrie initiale du déchet. Les techniques de prétraitement mécanique par criblage et/ou broyage tendent à diminuer cette dernière.

Des valeurs de porosités sont souvent données dans la littérature sans être assorties d'une définition exacte de la porosité, ni même sans préciser si la valeur se base sur une observation ou une estimation (Stoltz, 2009).

Stoltz (2009) réalise une étude pour une estimation plus poussée de la porosité totale par saturation des vides par le gaz. Cette méthode est plus rigoureuse que la « saturation » à l'eau utilisée par la plupart des autres auteurs, qui permet tout au plus de déterminer la teneur en eau à quasi saturation, θ_{sat} , en fonction de la pression du liquide.

3.4.1.4. LA TENEUR EN EAU

1. DEFINITIONS

Il existe différentes définitions de la teneur en liquide :

- La teneur en liquide gravimétrique par rapport à la masse humide ($kg.kg^{-1}_{MH}$) :

$$\omega_{MH} = \frac{M_w}{M_h} \quad \text{Eq 3.13}$$

Cette teneur en liquide est souvent citée dans l'étude des déchets, en particulier lorsque l'aspect biochimie est étudié.

- La teneur en liquide gravimétrique par rapport à la masse sèche ($kg.kg^{-1}_{MS}$) :

$$\omega_{MS} = \frac{M_w}{M_s} \quad \text{Eq 3.14}$$

Cette teneur en liquide est la définition classique de mécanique des sols.

- La teneur en liquide volumétrique ($m^3.m^{-3}$) :

$$\theta_L = \frac{V_L}{V_T} \quad \text{Eq 3.15}$$

Cette valeur est celle utilisée en modélisation des transferts de fluide. Elle est reliée à la teneur en liquide gravimétrique par la relation suivante :

$$\theta_L = \omega_{MH} \frac{\rho_h}{\rho_L} \quad \text{Eq 3.16}$$

Avec ρ_h ($kg.m^{-3}$) la masse volumique humide définie comme suit :

$$\rho_h = \frac{M_h}{V_T} \quad \text{Eq 3.17}$$

- La saturation en liquide est une variable indiquant le taux de remplissage des pores disponibles par le liquide et est définie de la manière suivante :

$$S_L = \theta_L / n_t \quad \text{Eq 3.18}$$

Avec n_t est la porosité totale

- Il est enfin possible aussi d'exprimer les différents teneurs en eau définies plus haut entre elles :

$$\mathcal{W}' = \frac{w}{1+w} \quad \text{Eq 3.19}$$

Et

$$\theta = \frac{\rho_h}{\rho_1} \cdot \mathcal{W}' = \frac{\rho_h}{\rho_1} \cdot \frac{w}{1+w} \quad \text{Eq 3.20}$$

Avec

$$w = w_{MS} \quad ; \quad w' = w_{MH} \quad \text{Et} \quad \theta = \theta_L$$

2. DISCUSSION

La teneur en eau d'un sol est définie comme le rapport de la masse d'eau présente entre les éléments solides du sol par la masse sèche de sol après passage de l'échantillon à l'étuve (à 105°C pendant 24 h).

La teneur en eau est un facteur clé de la biodégradation des déchets et joue un rôle fondamental dans les réactions de biodégradation (*Reinhart et Townsend, 1997 ; Bilgili et al, 2007 ; McDougall et al, 2007 ; Pommier et al, 2008 ; Zhao et al, 2008 ; Valencia et al, 2009*).

L'eau est un (*Aguilar-Juarez, 2000*):

- Facteur indispensable à toute vie bactérienne ;
- Réactant (hydrolyse) ;
- Vecteur de colonisation bactérienne et de diffusion des enzymes, des nutriments et des métabolites extracellulaires.

L'eau facilite les contacts et le mélange entre le substrat à dégrader, les nutriments et les microorganismes. L'apport en eau permet également de diluer des inhibiteurs potentiels (*stoltz, 2009*). Nous distinguerons donc dans le cas du déchet :

- L'eau « constitutive » interne aux éléments constitutifs du déchet, incluse dans la mesure du poids volumique solide ρ_{si} des constituants (*i*) du déchet;
- L'eau de « mouillage » qui remplit les interstices entre les constituants du déchet. Cette eau de mouillage peut elle-même être divisée en trois sous catégories :
 - L'eau adsorbée sous forme de fines pellicules à la surface des constituants ;
 - L'eau capillaire distribuée dans les micro-pores (et plus particulièrement aux points de contact entre particules) ;
 - L'eau gravitaire distribuée dans les macro-pores.

Notant que, seule l'eau gravitaire est libre de circuler au travers du déchet non saturé.

Les valeurs de la teneur en eau sont différentes d'un site à l'autre. Ceci s'explique par des types de déchets différents et par des conditions de stockage qui varient beaucoup d'un site à un autre. Ainsi, l'apport d'eau peut être important par infiltration à travers la couverture dans certains sites (*Bendz et al, 1997 ; Bellenfant, 2001*). La teneur en eau du déchet dépend d'un certain nombre de facteurs parmi lesquels (*Olivier, 2003*):

- Sa composition initiale ;
- Son conditionnement (tri, broyage) ;
- Son mode de mise en place (compactage) ;
- Son degré de biodégradation ;
- L'historique d'exploitation du casier (rapport précipitations - évapotranspiration) ;
- Le degré d'étanchéité de la couverture ;
- Le drainage (et éventuellement la réinjection) des lixiviats ;
- L'environnement.

La structure hétérogène du déchet implique une répartition variable de la teneur en eau. Lors de la vie d'une installation, beaucoup de facteurs vont ajouter à la variabilité de la teneur en liquide parmi ces facteurs, nous citant (*Tinet, 2011*) :

- les changements de structure dus aux effets mécaniques et à la biodégradation ;
- les différents apports ou pertes de fluides (précipitations, fuites, injections, drainage...)
- la génération de biogaz.

Référence	Teneur en liquide naturelle ($\text{kg.kg}^{-1}_{\text{MH}} = w_{\text{MH}}$)	État du déchet
Beaven and Powrie (1995)	0,40 - 0,51	Déchets frais
Bendz et al, 1997	0.27-0.44	Déchets en place
Yuen, 1999	0.11-0.65	Déchets en place
Zornberg et al. (1999)	0,10 - 0,40	Déchets en place
Warith (2002)	0,13	Déchets en place
Gawande et al. (2003)	0,39	Déchets en place
Olivier (2003)	0,37	Déchets frais
Wang et al. (2006)	0,51	Déchets frais
Imhoff et al, 2007	0.23-0.48	Déchets en place
Jun et al, 2007	0.29	Déchets frais
Olivier et Gourc, 2007	0.37	Déchets frais
McBean et al. (2007)	0,20 - 0,40	Déchets en place
Farquhar et Rovers (1997)	0.60-0.80 (valeur optimale)	
Reinhart et Townsend (1998)	0.40-0.70	
Reddy et al, 2009	0.31	Déchets en place

Tableau 3.9 : Plage de valeurs de teneur en liquide (Staub, 2010)

On notant que :

- La teneur en liquide est l'un des facteurs les plus influant sur la cinétique de la biodégradation, la biodégradation peut même être inhibée en l'absence d'eau (*Kjeldsen et al, 2002*) ;
- L'excès d'eau peut provoquer une instabilité mécanique d'une cellule de stockage (*Khire and Mukherjee, 2007*) ;
- Une teneur en eau inférieure à 25%_{MH} ne permettrait pas à un déchet de se dégrader ou la biodegradation serait fortement ralentie car les populations microbiennes ne pourraient pas se développer correctement (*Reinhart et Townsend, 1998*) ;
- La teneur en eau est un enjeu essentiel pour la bonne gestion des ISDND, essentiellement, dans le cadre d'une gestion en mode bioréacteur (*Stoltz, 2009*).

3. METHODES DE MESURE DE LA TENEUR EN LIQUIDE

Il existe différentes méthodes de mesure de la teneur en liquide (*Imhoff et al, 2007; Staub, 2010*). Les études ont montrées que le suivi des variations de teneur en liquide était plus facile à obtenir que des mesures absolues (*Staub, 2010; Clement et al, 2010*).

a. Méthode gravimétrique :

C'est une méthode de mesure directe et destructive qui consiste à extraire par forage une masse de déchet allant de quelques litres à quelques m³ de volume. Plus la masse prélevée est grande, plus l'erreur de mesure est importante mais la valeur est plus représentative d'une valeur moyenne. Le déchet prélevé est ensuite séché. Un séchage à 80°C durant 2 à 3 jours pour un volume de quelques litres et disposés dans l'étuve de manière peu compacte (*Staub, 2010*). Cette méthode présente un avantage et deux inconvénients :

- **Avantage**

- ✓ permet un séchage efficace du déchet en évitant les risques de combustion ;

- **Inconvénients**

- ✓ le risque de volatilisation de certains composés.
- ✓ le coût des forages est élevé.

b. Sondes résistives et TDR/TDT :

Pour *Yuen (1999)*, Les mesures indirectes de la teneur en eau à l'aide de sondes tensiométriques, sondes TDR, sondes à neutron ou encore sondes résistives, aucune d'entre elles ne donne entière satisfaction à ce jour.

Les sondes résistives sont des sondes composées d'un milieu poreux connu par lesquelles est appliqué un courant. Ce courant permet de déterminer la résistance électrique du milieu proche de la sonde, qui peut être corrélée à la teneur en liquide.

Les sondes TDR/TDT permettent de mesurer les propriétés diélectriques du milieu proche de la sonde. Ces méthodes se basent sur la forte différence entre les propriétés électriques et diélectriques du milieu et celles de l'eau. Ces méthodes nécessitent cependant l'implantation des sondes et ont un faible volume de mesure (atteignant une distance de l'ordre d'une dizaine de cm autour de la sonde) et ne permettent donc d'obtenir qu'une valeur locale.

c. Fibres optiques :

L'analyse du spectre dû à l'excitation des atomes de silice, par l'envoi d'un pulse laser dans la fibre permet d'obtenir une valeur absolue de la température le long de la fibre. Les méthodes par fibres optiques sont généralement utilisées pour les suivis de front d'humidité. Cette méthode est influencée par les flux de gaz.

d. PGTT :

Les méthodes PGTT consiste à injecter deux gaz traceurs, l'un inerte et l'autre interagissant avec l'eau. A l'aide d'une chromatographie, une analyse de la composition du biogaz et une évaluation du temps de latence entre l'arrivée des deux gaz à un puits de récupération peuvent être effectuées. Ce temps de latence est alors une mesure de la part d'espace poral occupé par le liquide. En effet, la séparation des traceurs dans le temps est liée à la teneur en liquide de par le choix des gaz utilisés. La température mais aussi les composés solubles ont un effet sur les résultats de cette méthode. *Imhoff et al. (2007)* note que cette méthode a tendance à sous-estimer les fortes valeurs de teneur en liquide. Les volumes de mesures liées aux méthodes par injection de gaz traceurs sont liés à la distance entre les puits d'injection et de récupération des gaz. Par ailleurs, plus cette distance est grande, plus le temps de mesure par PGTT est important.

e. Sondes à neutrons :

Le milieu est soumis à un flux de neutrons rapides par l'utilisation d'une sonde à neutrons. Certains neutrons sont thermalisés (perte d'énergie) par les atomes d'hydrogène de l'eau et rétrodiffusés vers la sonde émettrice. Les neutrons sont alors comptés et discriminés. Le taux de neutrons thermalisés est ensuite corrélé à la teneur en liquide.

f. Electrical resistivity Tomography (ERT):

L'ERT consiste en la mesure de la distribution de potentiel dû à l'application d'un courant électrique dans le milieu étudié. Pour cela, une série d'électrodes est implantée au contact du milieu. Il semble difficile de déduire des valeurs absolues de teneur en liquide à partir de cette méthode, cependant, elle semble particulièrement utile pour l'observation de variations de teneur en liquide importantes à grande échelle (Clément et al, 2010).

3.4.1.5. LA TENEUR EN GAZ

1. DEFINITIONS

La teneur en gaz est définie comme suit.

$$\theta_G = \frac{V_G}{V_T} = n_t - \theta_L \quad \text{Eq 3.21}$$

La saturation en gaz est définie comme suit :

$$S_G = \theta_G / n_t \quad \text{Eq 3.22}$$

La méthode de pycnométrie au gaz décrite par Stoltz et al. (2010a) permet la mesure de la porosité au gaz.

3.4.2. PROPRIETES DE LA PHASE LIQUIDE

La phase liquide du déchet est :

- Présente initialement dans les particules de déchet ;
- Issue de l'eau provenant des précipitations (d'infiltration d'eau souterraine, d'injection) (Stoltz, 2009).

Toute la phase liquide contenue dans le déchet est appelée lixiviat et particulier les effluents liquides sortant en fond de casier. Cette phase conditionne essentiellement l'activité des microorganismes des déchets. Dans une gestion en mode bioréacteur où les lixiviats étant réinjectés dans le casier, la connaissance de cette phase est primordiale.

Dans l'approche bio-hydro-mécanique, la phase liquide est aussi importante surtout on ce qui concerne :

- Sa répartition dans le milieu ;
- Sa capacité au champ (la quantité maximale pouvant être retenu par rétention) ;
- Sa vitesse de circulation dans le milieu.

La connaissance de la composition du lixiviat est cruciale pour l'approche biochimique car elle conditionne la plupart des phénomènes de biodégradation. Elle est moins pour une approche bio-hydro-mécanique. Elle servira, lors des expériences de tassement long-terme pour situer l'étape de biodégradation et renseignera ainsi sur l'état de dégradation du déchet (Stoltz, 2009).

3.4.2.1. COMPOSITION

La phase liquide d'un déchet est composée en très grande majorité d'eau (> 90 %) et contient en quantité variable les éléments suivants (Pohland et Kim, 1999) :

- Des substances organiques dissoutes, quantifiées notamment par la **D**emande **C**himique en **O**xygène (DCO). La quantification de la matière sèche est réalisée par passage d'un échantillon à l'étuve à 105°C et la distinction entre matières organique et minérale est obtenue par calcination à 550°C ;
- Des macro-composés inorganiques composés d'ions majeurs (Cl^- , SO_4^{2-} , NO_2^- , NO_3^- , PO_4^{3-} , etc.) ;
- Des métaux lourds (zinc, plomb, cadmium...) : des cations (ion ammonium NH_4^+ , ion potassium K^+ , ion calcium Ca^{2+} , ion magnésium Mg^{2+} , ion sodium Na^+) dont des métaux (plomb Pb, chrome Cr, zinc Zn, manganèse Mn, cadmium Cd, fer Fe, aluminium Al, nickel Ni, cuivre Cu, etc.) sous forme oxydés ;
- des traces de lithium Li^+ et de sulfure d'hydrogène HS^- ;
- Des composés organiques de type hydrocarbures, pesticides ... ;
- Des microorganismes ;
- Des particules en suspensions solides.

Les lixiviats sont composés à plus de 99% d'eau, c'est pourquoi dans la plupart des travaux sur les déchets, la phase liquide (notée *l*) est assimilée à de l'eau (notée *w*). Parmi les éléments les plus présents, outre l'hydrogène et l'oxygène de l'eau, on trouve assez logiquement les mêmes éléments que dans la phase solide : carbone, hydrogène, azote, chlore, métaux principalement (*Staub, 2010*). La composition d'un lixiviat varie en fonction de l'état de biodégradation du déchet. En effet, certains composants sont consommés ou générés par la matrice solide lors de la biodégradation.

La composition des lixiviats dépend :

- De la qualité des déchets enfouis ;
- De l'âge des déchets enfouis (le temps).

La Figure 3.11 présente son évolution en fonction des étapes de la dégradation du déchet.

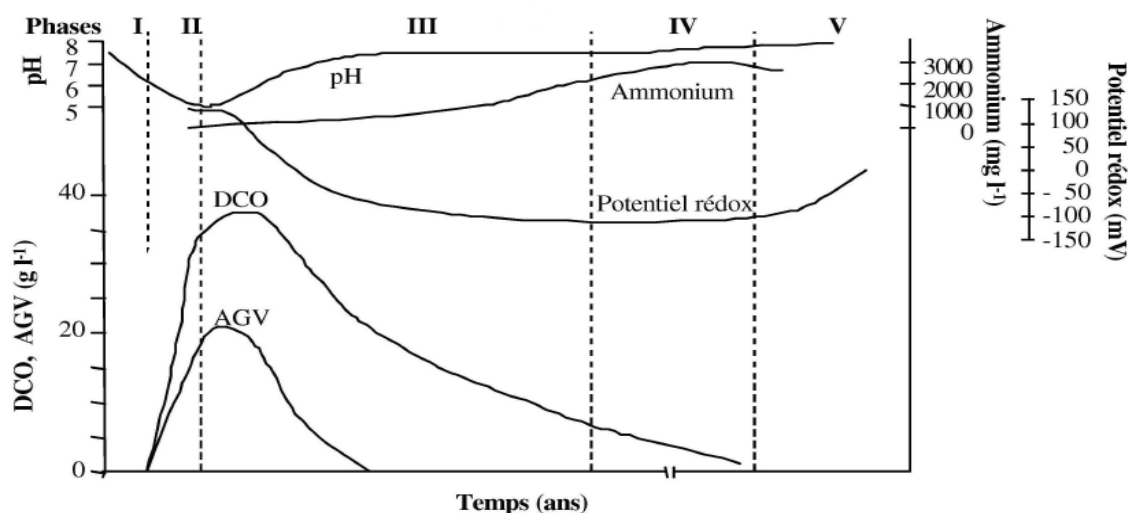


Figure 3.11 : La variation de la composition du lixiviat pendant la biodégradation (Pohland et Kim, 1999)

Millot (1986) distingue trois types de lixiviats suivant le stade d'évolution des déchets :

- Jeune ;
- Intermediaire ;
- Stabilise.

Pour ces trois stades, Il donne les paramètres caractéristiques tels que :

- PH ;

- DCO ;
- DBO₅ ;
- Concentration en Acides Gras Volatils (AGV) ;
- Concentration en métaux, suivant ces trois stades.

L'identification des différents types de bactéries présentes dans des lixiviats est présentée par *Boothe et al. (2001)*.

Le laboratoire LTHE a réalisé des analyses microbiologiques à partir du lixiviat de l'ISDND de Chatuzange le Goubet (Drôme, France) et du lixiviat issu de pilotes de laboratoire (bases à l'INSA de Lyon). Martins et al (2008) ont obtenus des ordres de grandeur allant de 10⁷ à plus de 10⁸ UFC/mL de lixiviat de Chatuzange. L'unité UFC (**U**nite **F**ormant **C**olonies) représente le nombre de bactéries dénombrées. Ont dénombré les bactéries du lixiviat de Chatuzange. L'essai a été réalisé dans des boîtes de pétri. Certain nombre de bactéries ne se développent pas à partir de boîtes de pétri ce qui rend cette méthode limitée et elle ne fournit pas les quantités totales de bactéries. D'autres analyses sont nécessaire tels que :

- Analyses complémentaires au microscope sur lames minces ;
- Analyses de biodiversité pour identifier les différents types de bactéries.

3.4.2.2. CARACTERISATION CHIMIQUE DE LA PHASE LIQUIDE

La chimie du lixiviat est caractérisée par de nombreux paramètres, tels que :

- **DCO** : La **D**emande **C**himique en **O**xygène;
- **DBO** : La **D**emande **B**iochimique en **O**xygène;
- **COT** : Le **C**arbone **O**rganique **T**otal;
- **CIT** : Le **C**arbone **I**norganique **T**otal ;
- **AGV** : La concentration en **A**cides **G**ras **V**olatils;
- La concentration en anions, en cations ainsi qu'en métaux.

3.4.2.3. CARACTERISATION PHYSICO-CHIMIQUE DE LA PHASE LIQUIDE

L'analyse physico-chimique des lixiviats physico-chimique est indiquée par de nombreux paramètres, citant les plus utilisés qui sont (*Staub, 2010*) :

- Le **pH** (**p**otentiel **H**ydrogène) : il donne une indication sur la biodégradation et il est généralement proche de la neutralité ;
- La conductivité électrique (mS/cm) : elle donne une indication sur la lixiviation des matériaux constitutifs du déchet et elle est généralement très élevée ;
- La **D**emande **C**himique en **O**xygène (**DCO** en g/L O₂);
- La **D**emande **B**iochimique en **O**xygène (**DBO** ou **DBO₅** lorsqu'elle est évaluée à 5 jours, en g/L O₂). La **DCO** et **DBO** sont des indicateurs pour quantifier le risque de pollution pour l'environnement. En plus, le rapport **DBO** sur **DCO** est un bon indicateur de la biodégradabilité ;
- La température ;
- Les concentrations en ions majeurs comme NH₄⁺, Cl⁻, Na⁺, Ca²⁺, Mg²⁺, NO₃⁻ (mg/L) qui caractérisent le risque spécifique de pollution ou d'inhibition de la biodégradation et le risque de colmatage des drains de lixiviats (*François et al, 2006*).

Auteurs	pH (-)	Conductivité (mS/cm)	DCO (g/L O ₂)
El-Fadel et al, 1997	1,5 - 9,5	0,5 - 72,5	0 - 89,5
Kjeldsen et al, 2002	6,1 - 8	2,5 - 35	0,1 - 152
François et al, 2006	7,2 - 8	-	0,1 - 7
François et al, 2007	5,5 - 8	-	0,1 - 60
Jun et al, 2007	6,7	10,6	2,3
Olivier et Grouc, 2007	7,5 - 8	7 - 25	-
Zhang et al, 2008	7,4 - 7,8	-	1,2 - 1,6
Zhao et al, 2008	5,9	24 - 30	20 - 30

Tableau 3.10: Paramètres physique et chimiques de lixiviats (Staub, 2010)

D'autres paramètres, comme la température, le potentiel d'oxydo-réduction, l'absorbance aux ultraviolets, sont également fréquemment mesurés. En outre, on mesure souvent la quantité de matières en suspension (MES), qui donne une idée globale de la pollution du lixiviat, tous composés confondus.

3.4.2.4. PARAMETRES PHYSIQUES POUR LA PROCHE BIO-HYDRO-MECANIQUE

Pour l'approche bio-hydro-mecanique Les paramètres les plus importants sont:

- La masse volumique ;
- La viscosité dynamique ;
- La tension superficielle.

Notant que les valeurs de ces paramètres sont liées à :

- La qualité du lixiviat (fonction du type de déchet) ;
- L'état de dégradation.

En plus, Dans l'approche bio-hydro-mécannique, les paramètres pH et conductivité électrique sont utiles lors d'une expérience de compression long-terme pour identifier le type de réaction de biodégradation en cours. En effet, le pH est un très bon indicateur des 3 étapes de la dégradation anaérobie (Stoltz, 2009):

- l'étape d'hydrolyse/acidogènes durant laquelle le pH est acide ;
- l'acétogénèse durant laquelle le pH est stable ;
- la méthanogènes ou une remontée du pH est observée.

3.4.2.5. LA MASSE VOLUMIQUE DU LIXIVIAT

Généralement, la masse volumique du lixiviat est considérée égale à celle de l'eau. Vigneron (2005) mesure des masses volumiques de lixiviat comprises entre 1013 et 1016 kg.m⁻³ ce qui constitue un écart de l'ordre de 1 % avec celle de l'eau. (Weast, 1981) montre que ce paramètre dépend de la température suivant l'équation (2.2)

$$\rho_L = 10^3 + 6,8 \times 10^{-2}T(^{\circ}C) - 10^{-2}T(^{\circ}C)^2 + 10^{-4}T(^{\circ}C)^3 - 1,1 \times 10^{-6}T(^{\circ}C)^4 + 6,5 \times 10^{-9}T(^{\circ}C)^5$$

Eq 3.23

De plus, si la gamme de variation de températures est restreinte, nous ne prenons en compte aucune variation de la masse volumique de la phase liquide avec la température (Chenu, 2007). La phase liquide est également considérée incompressible, et aucune dépendance à la pression n'est prise en compte dans le calcul de la masse volumique de la phase liquide (Chenu, 2007).

3.4.2.6. VISCOSITE DYNAMIQUE DU LIXIVIAT

La viscosité dynamique (μ_L en Pa.s) est un paramètre important pour caractériser la phase liquide du déchet et elle est prise, généralement égale à $1,003 \times 10^{-3}$ Pa.s (à 20°C). La figure 3.12 montre la variation de La viscosité dynamique en fonction de la température pour différents lixiviats (Staub, 2010).

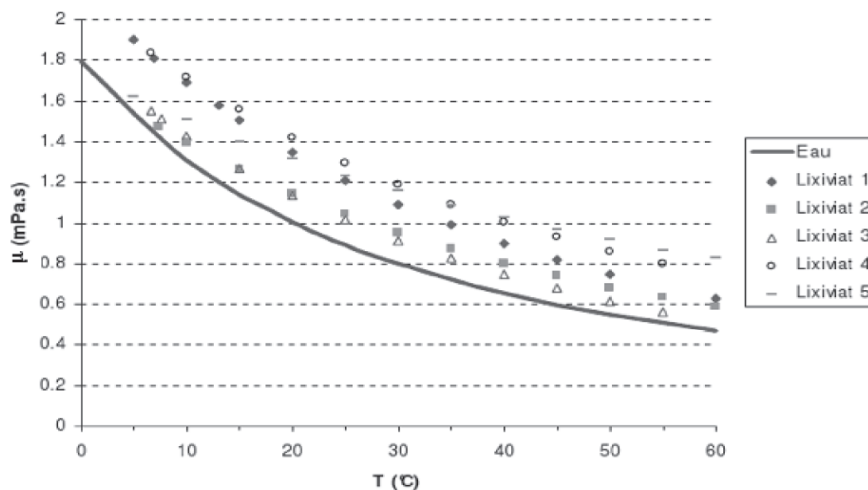


Figure 3.12 : Mesures de viscosité dynamique du lixiviat (Staub, 2010)

La viscosité de l'eau liquide dépend principalement de sa température. De nombreuses corrélations existent dans la littérature pour décrire l'évolution de la viscosité de l'eau en fonction de la température. Nous nous basons sur la corrélation fournie par le logiciel Component Plus développée par Missenard (1965). Cette expression est la suivante :

$$\eta_\lambda = \exp A + \frac{B}{T} + C \log T + DT^E \quad \text{Eq 3.24}$$

Les valeurs des coefficients A, B, C, D et E nécessaires à l'évaluation de la viscosité de la phase liquide sont présentées dans le Tableau 3.11.

Liquide considéré	A	B	C	D	E
H ₂ O	52,84	3703	5,866	$-5,87 \times 10^{-29}$	10

Tableau 3.11: Valeurs des Coefficients A, B, C, D et E

(Weast, 1981) détermine l'équation de la variation de la viscosité dynamique avec la température qu'est représentée comme suit :

$$\log \left(\frac{\eta}{\eta_{20^\circ\text{C}}} \right) = \frac{1,3(20-T(^{\circ}\text{C})) - 1,0 \times 10^{-3}(T(^{\circ}\text{C}) - 20)^2}{T(^{\circ}\text{C}) + 105} \quad \text{Eq 3.25}$$

Par ailleurs, les différents essais ont été faits avec des lixiviats d'âge différents, ce qui tend à démontrer un relativement faible impact de la biodégradation (Tinet, 2011).

3.4.3. PROPRIETES DE LA PHASE GAZEUSE

3.4.3.1. COMPOSITION

Le biogaz produit par les déchets est composé par (Arigala et al, 1995 ; Reinhart et Townsend, 1997 ; Lo et al, 2010):

- Du méthane CH₄ ;
- Du dioxyde de carbone CO₂ ;
- D'eau sous forme de vapeur et de composés en traces.

Les proportions respectives de CH₄ et CO₂ sont d'environ 60% et 40%. Durant toute la phase méthanogénèse (la phase majoritaire de biodégradation). D'après l'étude de *Themelis et Ulloa (2007)*, une teneur en méthane est proche de 50% et parfois peut être moins sur site avec une présence de diazote N₂, de dioxygène O₂, d'hydrogène sulfuré H₂S et de Composés Organiques Volatils (COV).

La sécurité des installations requiert un suivi particulier de l'hydrogène sulfuré, qui est nocif à forte dose, et du méthane, qui est un gaz explosif avec une limite d'explosivité de 15% en volume (*Ritzkowski et Stegmann, 2007*). L'étude des COV paraît toutefois également pertinente (*El Fadel et al, 1997 ; Manoukian, 2008*). La plupart de ces analyses sont faites par chromatographie gazeuse.

Au laboratoire LTHE, *Manoukian (2008)* réalise des essais pour déterminer les teneurs en quelques COV du biogaz sur les cellules CICLADE. Il arrive, en fin à monter clairement la forte variabilité de la teneur en quelques COV en fonction de l'état de dégradation, et des quantités traces non négligeables, mais comparables à l'atmosphère que l'on peut rencontrer en milieu urbain (Figure 3.13).

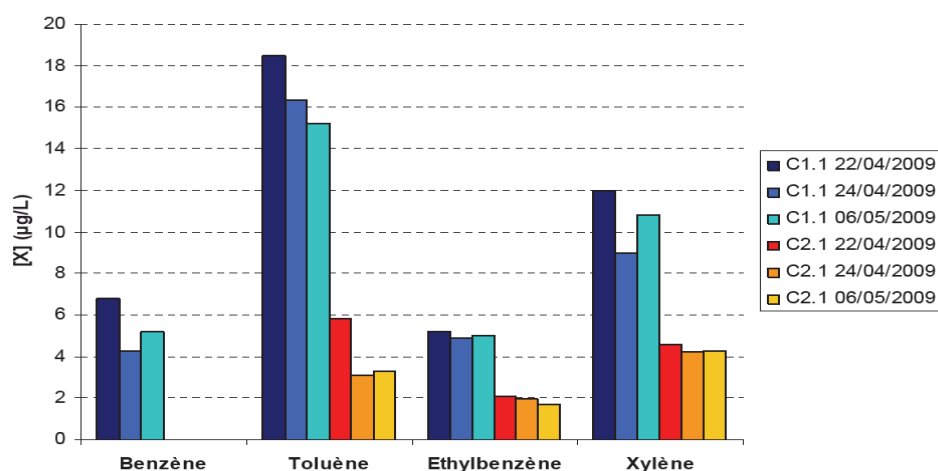


Figure 3.13 : teneurs en quelques COV du biogaz d'essais au LTHE (*Manoukian, 2009*).

Mis à part le méthane et le dioxyde de carbone, les autres éléments gazeux sont indésirables de par leur nature dangereuse pour l'environnement ou les installations de traitement du biogaz.

Le biogaz est quasiment saturé en vapeur d'eau (*Bellenfant, 2001*). La teneur en eau est de 10 à 4 litres pour 1000 m³ de gaz. Cette teneur en eau varie en fonction de la température :

- 17 litres/1000 m³ de vapeur à 20°C ;
- 98 Litres/1000 m³ à 50°C.

Bellenfant (2001) calcule, pour une ISDND, une quantité d'eau de 0,97 litre/t/an échappée par le biogaz en considérant un volume de biogaz produit de 20 m³/t/an (et a une température de 40 °C). La vapeur d'eau H₂O est donc à peu près toujours présente ; ainsi la pression partielle correspond quasiment à la pression de vapeur saturante.

La phase gazeuse du déchet, appelée biogaz est composée dans un premier temps de l'air lors de la mise en place du déchet, en particulier dans les premiers mètres sous la surface. Par la suite, cette phase est modifiée et contient des gaz produits par la biodégradation. La composition du biogaz évolue dans le temps en fonction des étapes de la biodégradation (*Tinet, 2011*).

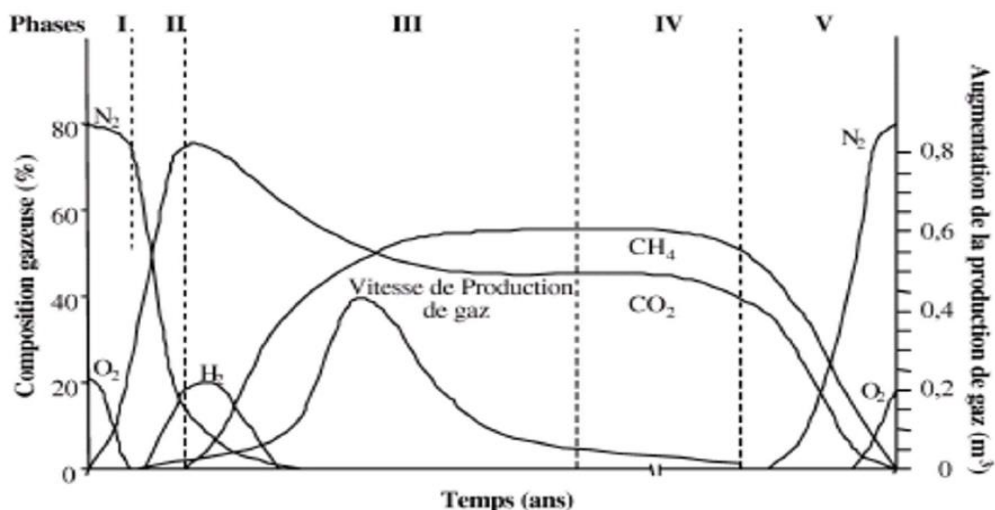


Figure 3.14 : Pourcentage des constituants du biogaz en fonction du temps (Farquhar and Rovers, 1973)

La Figure 3.14 montre l'évolution de la composition du biogaz dans le temps et en fonction des phases de la biodégradation :

- les phases I et II de la biodégradation marquent la forte présence de l'oxygène O_2 et l'azote N_2 qui diminuent ensuite en proportion de par la génération de gaz lors de la biodégradation ;
- les phases II à IV marquent la forte présence du dioxyde de carbone CO_2 ;
- les phases III et IV marquent la forte présence du méthane CH_4 ;
- les phases II et III marquent la forte présence dihydrogène H_2 ;
- phase III marque la production des acides gras volatils (AGV).

Le biogaz contient d'autres molécules sous forme de traces au caractère plus ou moins polluant, comme :

- Le H_2S (hydrogène sulfureux) ;
- Le NH_3 (ammoniac) ;
- le N_2O (protoxyde d'azote) ;
- Des COV (Composés Organiques Volatils) ;
- Des composés toxiques de type BTEX (Benzène, Toluène, Etylbenzène, Xylène).

Lornage (2006) a étudié les COV présents dans le biogaz, leur origine et leur toxicité. Manoukian (2008) a réalisé une étude portant sur la quantification de ces BTEX dans le biogaz et a notamment montre que l'étape de méthanogènes est précédée d'une émission importante de BTEX.

Les quantités d'eau dans le biogaz étant négligeables par rapport aux quantités de lixiviat produit, mais il sera judicieux d'en tenir compte lors d'un bilan massique final de façon à vérifier son caractère négligeable (Stoltz, 2009).

Pour caractériser la composition du biogaz on définit la fraction molaire de chacune de ces espèces :

$$x_i^{\text{molaire}} = \frac{n_i}{n_G} \quad \text{Eq 3.26}$$

Avec :

- n_i : représente la quantité de mole du composé i ;
- n_G : représente la quantité de mole du gaz.

Cette fraction molaire est égale à la pression partielle de l'espèce i sur la pression du mélange, soit :

$$x_i^{molaire} = \frac{n_i}{n_G} = \frac{P_i}{P_G} = \frac{P_i}{P_G} \quad \text{Eq 3.27}$$

Remarque : Une distinction est faite entre pressions absolues, écrites en majuscules, et Pressions relatives (à une pression généralement prise égale à la pression atmosphérique), écrites en minuscules.

Par simplification, le biogaz est composé principalement par deux espèces : le dioxyde de carbone CO₂ et le méthane CH₄. La somme des fractions molaires est égale à 1 et la somme des pressions partielles correspond à la pression du mélange (loi de Dalton), soit :

$$x_{CO_2}^{molaire} + x_{CH_4}^{molaire} = 1 \text{ et } P_{CO_2} + P_{CH_4} = P_G \quad \text{Eq 3.28}$$

Alors que les volumes égaux :

$$V_G = V_{CO_2} = V_{CH_4} \quad \text{Eq 3.29}$$

Notons que la fraction molaire ne doit pas être confondue avec la fraction massique :

$$x_i^{massique} = x_i^{molaire} = \frac{M_i^{molaire}}{M_i^{molaire}} \quad \text{Eq 3.30}$$

La masse molaire du mélange de gaz:

$$M_G^{molaire} = \sum_i x_i^{molaire} \times M_i^{molaire} = \frac{1}{\sum_i \frac{x_i^{massique}}{M_i^{molaire}}} \quad \text{Eq 3.31}$$

Soit pour le biogaz:

$$M_G^{molaire} = x_{CO_2}^{molaire} + M_{CO_2}^{molaire} = x_{CH_4}^{molaire} + M_{CH_4}^{molaire} = (1 - x_{CH_4}^{molaire})M_{CO_2}^{molaire} + x_{CH_4}^{molaire}M_{CH_4}^{molaire} \quad \text{Eq 3.32}$$

3.4.3.2. MASSE VOLUMIQUE DU GAZ

Considérons que le mélange de gaz se comporte comme un gaz parfait. Cette hypothèse est d'autant plus valable que la température et la pression sont basses et que la masse molaire des gaz est faible. Si nous considérons un mélange des cinq espèces gazeuses N₂, CO₂, CH₄, O₂ et H₂O, la loi des gaz parfaits nous permet de décrire l'évolution de la masse volumique de la phase gaz en fonction des fractions massiques de chacun des constituants, de la pression, et de la température. Le biogaz est donc considéré comme un gaz parfait. La loi des gaz parfaits appliquée au mélange permet d'obtenir la masse volumique du biogaz en fonction de la température, de la pression et des fractions molaires.

$$\rho_G = \frac{P_G M_G}{RT} \quad \text{Eq 3.33}$$

Avec,

- M_G (kg.mol⁻¹) : la masse molaire du mélange ;
- R (8,314 J.K⁻¹.mol⁻¹) : la constante des gaz parfaits ;
- T (°K) : la température ;
- P_G (Pa) : la pression de gaz.

Soit un mélange de $x_{CH_4}^{molaire}$ [soit $(1 - X_{CH_4}^{molaire})$ de CO₂] et à une température T , alors la masse volumique moyenne est donnée par :

$$\rho_G = \frac{P_G M_G^{molaire}}{RT} \quad \text{Eq 3.34}$$

Avec :

P_G : généralement pris à la pression atmosphérique ;

$M_G^{molaire}$: Déterminée avec les fractions molaires ;

Avec cette formule, la masse solide de déchet dégradé ($M_{Sdégradé}$) peut être calculée à partir du volume total de biogaz produit (V_G) et des fractions massique de CO_2 et de CH_4 soit :

$$M_{Sdégradée} = \rho_G V_G \quad \text{Eq 3.35}$$

3.4.3.3. VISCOSITE DYNAMIQUE DU BIOGAZ

La viscosité dynamique du biogaz, note η_G du biogaz dépend de la composition de la phase gazeuse, donc du temps, et de la température. Pour un mélange à 40°C de 50% de dioxyde de carbone et 50% méthane (en fraction molaire), la viscosité dynamique η_G (Pa.s) moyenne est d'environ $1,4 \times 10^{-6}$ Pa.s (Townsend et al, 2005).

3.5. CONCLUSION

Plusieurs facteurs sont importants pour le développement de modes de gestion des déchets mais le stockage reste une filière indispensable. En raison de la composition hétérogène des déchets et de leur évolution dans le temps rend sa caractérisation très délicate et un domaine de recherche encore nécessitant plus d'expérimentation et des travaux de recherche plus avancés. La composition des déchets est déterminante pour l'évolution de ses caractéristiques dans l'espace et dans le temps.

***CHAPITRE N°IV :
ÉTAT DE L'ART SUR
LE COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DU
MATERIAU DÉCHET***

CHAPITRE N°IV :

ÉTAT DE L'ART SUR LE COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DU MATÉRIAU DÉCHET

4.1. INTRODUCTION

Les eaux qui tombent sur la surface de la décharge soit elles :

- s'infiltrer à travers la couverture et elles constituent la phase liquide (lixiviat) du matériau déchet
- ou constituent le ruissellement de surface,

Dès que le dépôt de lixiviat excède la capacité au champ du matériau déchet, la formation des nappes de lixiviats peut provoquer des problèmes de stabilité et de résistance du matériau déchet dans les CET.

4.2. MODÈLES D'ÉCOULEMENT

L'eau peut se trouver dans plusieurs états à l'intérieur d'un déchet. On distingue (Figure 4.1):

- l'**eau de constitution**, qui entre dans la composition chimique des particules de déchet ;
- l'**eau liée ou absorbé**, à la surface des grains très fins, qui est orientée par les forces d'attraction moléculaire et les forces électrostatiques ; elle a une viscosité élevée et ne transmet pas les pressions ;
- l'**eau libre**, qui circule librement dans les pores du déchet sous l'effet des forces de pesanteur ;
- l'**eau capillaire**, qui, dans les sols non saturés, en présence d'air ou d'autres gaz, est retenue dans les canaux les plus fins du sol par les forces capillaires.

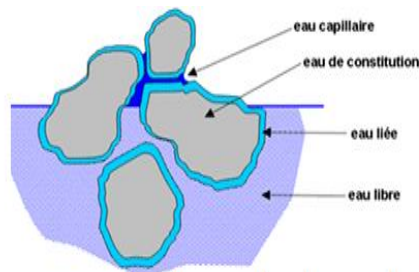


Figure 4.1 : les différents états de l'eau à l'intérieur d'un déchet

Ces liaisons de l'eau avec les éléments du déchet dépendent de la nature des particules et de leurs dimensions. Dans les déchets avec des éléments fins, l'eau peut se trouver dans les quatre états indiqués ci-dessus. Dans les déchets avec des éléments grossiers, il n'y a pas d'eau de constitution et en général pas d'eau liée ainsi que la frange capillaire est peu marquée.

4.2.1. ÉCOULEMENTS DANS UN MILIEU SATURÉ

Dans cette partie sont introduites les notions utilisées pour la description du comportement mécanique de l'eau dans les déchets saturés, notamment la loi de Darcy, base de l'analyse des écoulements de l'eau dans les milieux poreux naturels ;

4.2.1.1. DEFINITIONS

1. CHARGE HYDRAULIQUE

La charge hydraulique, représente l'énergie potentielle par unité de volume de fluide. Pour l'écoulement de l'eau, la charge hydraulique h a pour expression :

$$h = \frac{u}{\rho_w g} + z + \frac{v^2}{2g} = \frac{u}{\gamma_w} + z + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Eq 4.1}$$

Avec

u pression de l'eau,

ρ_w masse volumique de l'eau,

g accélération de la pesanteur,

v vitesse d'écoulement de l'eau,

z cote (altitude) du point considéré, comptée positivement vers le haut à partir d'un niveau de référence donné (convention de l'hydraulique),

γ_w poids volumique de l'eau.

La charge hydraulique contient trois termes :

- Les deux premiers correspondent à l'énergie des forces extérieures ;
- Le troisième à l'énergie cinétique de l'eau en mouvement.

A cause, généralement, de faibles valeurs de la vitesse d'écoulement de l'eau dans les sols, le troisième terme est généralement négligeable devant les deux autres et l'expression de la charge hydraulique s'écrit donc :

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + z \quad \text{Eq 4.2}$$

La charge hydraulique a la dimension d'une longueur et est généralement exprimée en mètres.

La pression interstitielle u se déduit de la charge hydraulique par la relation :

$$u = \gamma_w (h - z) \quad \text{Eq 4.3}$$

Remarque : h est la cote à laquelle remonterait l'eau dans un tube placé dans le massif de sol en un point.

2. GRADIENT HYDRAULIQUE

Le gradient hydraulique est un vecteur défini comme l'opposé du gradient de la charge hydraulique h :

$$\vec{i} = -\overrightarrow{\text{grad}} h \quad \text{Eq 4.4}$$

Il a pour composantes :

$$i_x = -\frac{\partial h}{\partial x} \quad ; \quad i_y = -\frac{\partial h}{\partial y} \quad ; \quad i_z = -\frac{\partial h}{\partial z} \quad \text{Eq 4.5}$$

3. VITESSE D'ÉCOULEMENT

La circulation de l'eau dans le sol passe à travers les pores qui séparent ses particules et qui ont des dimensions et des formes très variables. L'eau suit donc une trajectoire qui n'est pas assez régulière (Figure 4.2). Donc on introduit la notion de la vitesse moyenne dite « vitesse d'écoulement » au

lieu de la vitesse réelle, définie comme la limite $v = \lim \frac{dQ}{dS}$

Avec : dQ : est le débit à travers une section dS de normale \vec{n} (Figure 4.3).

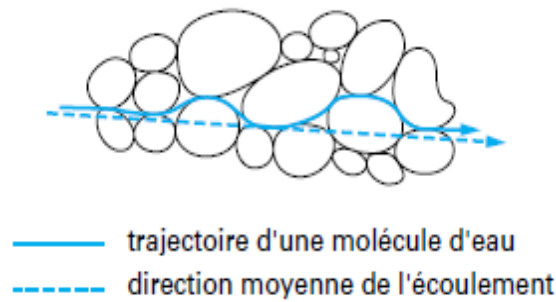


Figure 4.2 : Trajectoire des molécules d'eau dans un sol

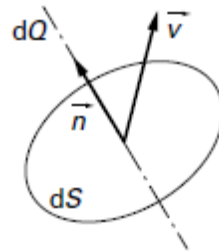


Figure 4.3 : Vitesse d'écoulement

Dans le cas d'un fluide incompressible, le rapport dQ/dS est de la forme :

$$\frac{dQ}{dS} = \vec{v} \cdot \vec{n} \quad \text{Eq 4.6}$$

Le vecteur \vec{v} est appelé « vitesse d'écoulement » (ou vitesse de filtration), étant défini, en chaque point, indépendamment de l'orientation de la section dS ou encore de la normale à cette section. C'est une vitesse moyenne apparente, le débit étant rapporté à la section totale du sol (particules + vides).

On définit également en chaque point la vitesse de pore moyenne, rapportée à la seule section des vides offerts à l'écoulement et notée \vec{v}' .

La vitesse moyenne apparente \vec{v} et la vitesse moyenne vraie \vec{v}' sont liées par la relation :

$$\vec{v}' = \frac{\vec{v}}{n} \quad \text{Eq 4.7}$$

Avec

n : porosité du sol.

La vitesse de pore moyenne est un peu plus grande que la vitesse moyenne apparente.

La vitesse d'écoulement de l'eau dans un massif de sol dépend de la géométrie des pores du sol et aussi des différences de charge hydraulique entre les points du massif.

4.2.1.2. LOI DE DARCY

La relation entre la vitesse d'écoulement et la charge hydraulique dans un écoulement unidimensionnel a été déterminée expérimentalement en 1856 par Darcy, qui étudiait le débit de l'eau dans un tube rempli de sable. Cette relation s'écrit sous la forme :

$$v = Ki \quad \text{Eq 4.8}$$

Avec

v vitesse d'écoulement,

i gradient hydraulique, égal à $-dh/dx$ (écoulement unidimensionnel suivant la direction Ox,

k coefficient de proportionnalité, appelé coefficient de perméabilité.

Cette expression a été généralisée par Schlichter au cas d'un écoulement tridimensionnel dans un sol homogène et isotrope, sous la forme :

$$\vec{v} = K\vec{i} = -K\overrightarrow{\text{grad}h} \quad \text{Eq 4.9}$$

Avec :

\vec{v} Vecteur de vitesse d'écoulement, (x, y, z, t),

\vec{i} Vecteur de gradient hydraulique, (x, y, z, t),

K coefficient de perméabilité du sol (k constant en milieu homogène),

h charge hydraulique h (x, y, z, t).

Dans un sol isotrope, la vitesse d'écoulement est donc parallèle au gradient hydraulique, lui-même normal aux surfaces équipotentielles de l'écoulement. Par conséquent, la vitesse d'écoulement est normale aux surfaces équipotentielles.

Remarque : une nappe au repos est caractérisée par une vitesse d'écoulement nulle ($\vec{v} = \mathbf{0}$), donc $\overrightarrow{\text{grad}h} = \mathbf{0}$ et la charge hydraulique (h) est constante.

1. COEFFICIENT DE PERMEABILITE

Le coefficient K de la loi de Darcy, appelé « coefficient de perméabilité », a la dimension d'une vitesse car le gradient hydraulique

i est sans dimension (rapport de deux longueurs) et la vitesse d'écoulement de l'eau a elle-même la dimension d'une vitesse. Il s'exprime en général en m/s.

Le coefficient de perméabilité (ou conductivité hydraulique) varie largement avec la nature et l'état du sol. Le coefficient de perméabilité dépend à la fois des caractéristiques du sol et de l'eau comme suit :

$$K = \frac{k}{\eta} \gamma_w \quad \text{Eq 4.10}$$

Avec

K Le coefficient de perméabilité (appelé aussi « conductivité hydraulique »)

k coefficient caractérisant l'empilement des particules du sol (ou le réseau des vides), appelé « perméabilité » ou « perméabilité géométrique » ou « perméabilité intrinsèque » et ayant la dimension d'une surface,

η Viscosité dynamique de l'eau,

γ_w Poids volumique de l'eau.

2. ÉCOULEMENT EN MILIEU ANISOTROPE

Dans le cas d'un massif anisotrope, la généralisation de la loi de Darcy prend la forme :

$$\vec{v} = K\vec{i} = -K\overrightarrow{\text{grad}h} = \overline{\overline{K}}\vec{i} \quad \text{Eq 4.11}$$

Avec

$\overline{\overline{k}}$ Tenseur (à neuf composantes) de perméabilité au point considéré. Pour un milieu présentant une stratification horizontale, le tenseur est diagonal :

$$\overline{\overline{K}} = \begin{bmatrix} K & 0 & 0 \\ 0 & K_Y & 0 \\ 0 & 0 & K_Z \end{bmatrix} \quad \text{Eq 4.12}$$

Dans les sols anisotropes, le vecteur de vitesse d'écoulement et le vecteur de gradient hydraulique ne sont plus colinéaires. Les lignes de courant ne sont donc plus orthogonales aux surfaces équipotentielles.

4.2.1.3. MESURE EN LABORATOIRE DU COEFFICIENT DE PERMEABILITE DU SOL

La mesure de la perméabilité des sols en laboratoire s'effectue selon deux procédures, dites « à charge constante » et « à charge variable ». Les essais à charge constante sont mieux adaptés aux sols de forte perméabilité et les essais à charge variable aux sols de faible perméabilité.

1. ESSAIS A CHARGE CONSTANTE

Les essais à charge constante imposent une différence de charge Δh constante entre les deux extrémités d'une éprouvette de sol d'épaisseur « L » et de section « A » et l'on mesure la quantité d'eau $V_w(t)$ qui traverse l'éprouvette au cours du temps (Figure 4.4). Le coefficient de perméabilité est égale à :

$$K = \frac{\text{vitesse d'écoulement}}{\text{gradient}} = \frac{V_w(t_2) - V_w(t_1)}{A(t_2 - t_1)} \frac{L}{\Delta h} \quad \text{Eq 4.13}$$

Où

$V_w(t_1)$ et $V_w(t_2)$ sont respectivement les quantités d'eau qui ont traversé l'éprouvette aux temps t_1 et t_2 .

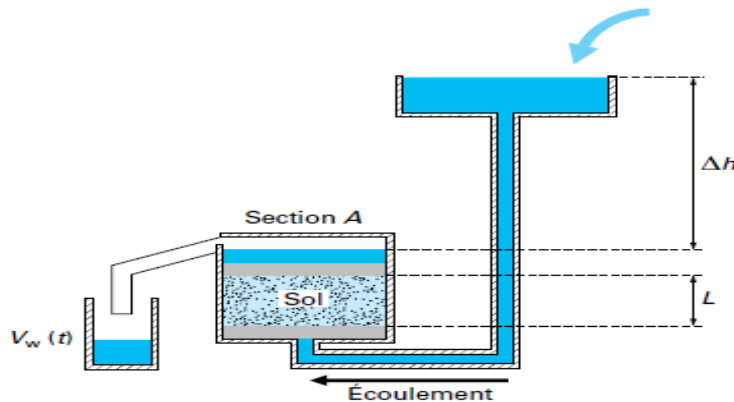


Figure 4.4 : Essai de perméabilité à charge constante schéma de principe)

2. ESSAIS A CHARGE VARIABLE

Dans les essais à charge variable (Figure 4.5), on observe l'écoulement à travers l'éprouvette de l'eau contenue dans un long tube de faible section a . La loi de Darcy peut s'écrire à chaque instant en fonction de la différence de charge entre les deux extrémités de l'éprouvette :

$$Q(t) = K \frac{\Delta h(t)}{L} A \quad \text{Eq 4.14}$$

La différence de charge $\Delta h(t)$ varie avec le débit $Q(t)$ de l'eau qui traverse l'éprouvette :

$$Q(t) = a \frac{d[\Delta h(t)]}{dt} A \quad \text{Eq 4.15}$$

On en déduit l'équation différentielle que vérifie la différence de charge $\Delta h(t)$, c'est-à-dire la hauteur d'eau dans le tube :

$$\frac{d[\Delta h(t)]}{\Delta h(t)} = - \frac{A}{a} K \frac{dt}{L} \quad \text{Eq 4.16}$$

Après l'intégration on aura :

$$\ln \frac{\Delta h(t)}{\Delta h(t_0)} = - \frac{AK}{aL} (t - t_0) \quad \text{Eq 4.17}$$

où

$$\Delta h(t) = \Delta h(t_0) \exp \left[-\frac{AK}{aL} (t - t_0) \right] \quad \text{Eq 4.18}$$

Pour déterminer le coefficient de perméabilité K , on peut représenter les variations du logarithme de la hauteur d'eau dans le tube en fonction du temps : K est proportionnel à la pente de la droite qui passe par les points expérimentaux. On peut aussi calculer directement la valeur de k à partir des valeurs de la hauteur d'eau dans le tube pour deux temps t_0 et t_1 :

$$K = \frac{aL}{A} \frac{1}{t-t_0} \ln \frac{\Delta h_0}{\Delta h_1} = 2,3 \frac{aL}{A} \frac{1}{t-t_0} \lg \frac{\Delta h_0}{\Delta h_1} \quad \text{Eq 4.19}$$

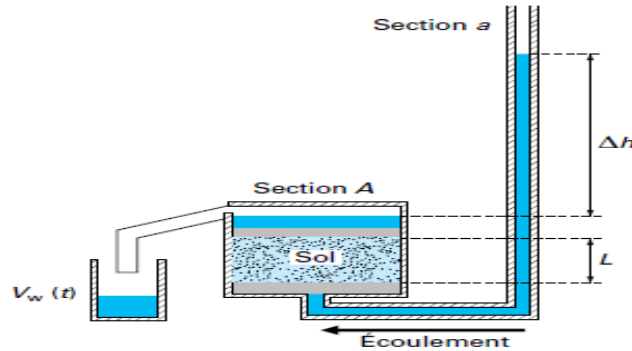


Figure 4.5 : Essai de perméabilité à charge variable (schéma de principe)

4.2.2. ÉCOULEMENTS DANS MILIEU NON SATURÉ

L'eau joue un rôle majeur dans le comportement des milieux non saturés. Sa cohabitation avec l'air dans les pores prend trois formes variées :

- L'eau domine et l'air ne peut se déplacer librement,
- L'air occupe l'essentiel des pores et l'eau est bloquée aux contacts des particules,
- L'eau et l'air peuvent se déplacer tous les deux.

Outre dans les sols non saturés les phénomènes de capillarité, se développent aux contacts des deux fluides.

4.2.2.1. TRANSFERTS D'EAU DANS LES SOLS NON SATURÉS

1. ÉQUATIONS DE TRANSFERT EN PHASE LIQUIDE

Les équations régissant les transferts d'eau en milieu non saturé ont été initialement définies dans le cas de sols non saturés indéformables, avec continuité de la phase gazeuse, ce qui permet de considérer qu'à tout instant la pression d'air est égale à la pression atmosphérique ($u_a = 0$). Ces hypothèses sont valables dans les sables, pour lesquels la pression d'entrée d'air correspond à de faibles succions. Les premiers calculs sont dus à Richards.

Dans le cas d'un sol non saturé indéformable, l'approche est analogue à celle des sols saturés :

- l'expression de la **charge hydraulique** est déduite du potentiel de l'eau et s'écrit :

$$h = \frac{s}{\gamma_w} + z \quad \text{Eq 4.20}$$

Avec

$$s = u_a - u_w \quad \text{Eq 4.21}$$

S : Succion

u_a : la pression de l'air,

u_w : la pression de l'eau,

- la **loi de Darcy** reste valable en milieu non saturé, mais le coefficient de perméabilité dépend de la teneur en eau. La forme des équations est telle qu'il est préférable d'utiliser la teneur en eau volumique θ , d'où l'expression, dans le cas d'un matériau de perméabilité isotrope :

$$\vec{v} = K(\theta) \overrightarrow{\text{grad}} h \quad \text{Eq 4.22}$$

- l'**équation de continuité**, qui exprime la conservation de la masse d'eau, s'écrit dans le cas saturé indéformable: $\text{div } \vec{v} = 0$ ce qui exprime mathématiquement que, à tout moment, la quantité d'eau qui entre dans un volume donné est égale à celle qui en sort. Dans les sols non saturés indéformables, cette condition n'est plus vraie, car il peut y avoir augmentation de la teneur en eau locale par infiltration (ou diminution dans le cas d'un séchage), et donc inégalité des flux sortant et entrant. L'équation de continuité s'écrit dans ce cas :

$$\text{div } \vec{v} = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad \text{Eq 4.23}$$

Le terme $\frac{\partial \theta}{\partial t}$ décrit les variations locales de la teneur en eau en fonction du temps pendant l'infiltration ou le drainage.

Comme pour les sols saturés, l'équation de transfert s'obtient en reportant l'expression de la vitesse d'écoulement de Darcy dans l'équation de continuité :

$$\text{div} \left[-K(\theta) \overrightarrow{\text{grad}} h \right] = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad \text{Eq 4.24}$$

Ce qui donne, après quelques transformations :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \text{div} \left[-K(\theta) \frac{\partial h}{\partial \theta} \overrightarrow{\text{grad}} \theta \right] + \frac{\partial k(\theta)}{\partial z} \quad \text{Eq 4.25}$$

Cette équation, dite équation de Richards, est fortement non linéaire. Elle montre que l'écoulement dans un milieu non saturé dépend de deux caractéristiques du sol :

- les variations de la perméabilité $K(\theta)$ avec la teneur en eau θ ;
- la courbe de rétention d'eau, car $\frac{\partial h}{\partial \theta}$ n'est autre que la pente de cette courbe, à la teneur en eau θ considérée. Les non-linéarités induites par ce dernier terme sont illustrées par l'allure des courbes de rétention d'eau (à avoir après). On va voir aussi plus loin l'allure non linéaire des variations de $K(\theta)$.

L'influence de la gravité sur les écoulements dans les sols non saturés intervient dans le terme $\frac{\partial K(\theta)}{\partial z}$. Elle dépend de l'ampleur de la succion S , comme le montre l'expression de la charge hydraulique :

$$h = \frac{S}{\gamma_w} + z \quad \text{Eq 4.26}$$

Les deux termes S/γ_w et z sont comparables dans les sables et les matériaux peu plastiques qui présentent, à l'état non saturé, de faibles valeurs de succions (voir les courbes de rétention) ; pour les sols fins, on atteint facilement plusieurs centaines de kilopascals, ce qui rend négligeable l'effet de la gravité.

La résolution de l'équation de Richards ne peut se faire que numériquement, et les hydrologues ont proposé depuis les années 60 des résolutions basées sur la méthode des différences finies. Ont ensuite été utilisées la méthode des éléments finis et celle des volumes finis.

4.2.2.2. TECHNIQUES DE MESURE DE PERMEABILITE

1. METHODE DE GARDNER POUR LA PERMEABILITE A L'EAU

Gardner a proposé une technique basée sur l'utilisation de la cellule de Richards (Figure 4.6), qui consiste à suivre au cours du temps la quantité d'eau sortant d'un échantillon soumis à partir de l'instant $t = 0$ à un incrément positif de pression d'air qui correspond à une augmentation de succion. La perméabilité est déduite de l'application simplifiée de l'équation de Richards à cet écoulement, de la façon suivante : on suppose que l'incrément de pression est suffisamment faible pour permettre de considérer que la diffusivité :

$$D(\theta) = K(\theta) \frac{\partial h}{\partial \theta} \quad \text{Eq 4.27}$$

Varie peu et puisse être considérée comme constante pendant l'expulsion de l'eau ; on suppose également que $k(\theta)$ ne varie pas significativement avec z , ce qui permet d'obtenir la forme suivante simplifiée de l'équation de Richards :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = D \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} \quad \text{Eq 4.28}$$

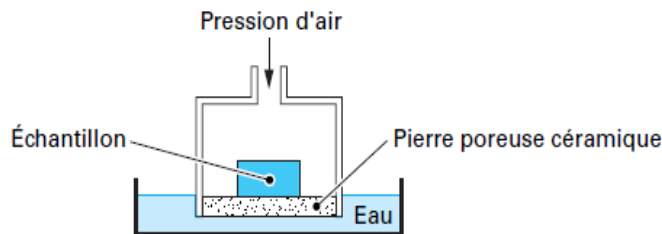


Figure 4.6 : Principe de l'essai de succion

On retrouve une équation similaire à celle de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi, et la détermination de la diffusivité D est analogue à celle du **coefficient de consolidation** C_v . En tenant compte des conditions aux limites particulières à l'essai, Gardner considère la solution exacte en série de Fourier, qui permet d'obtenir la quantité d'eau $Q(t)$ extraite à l'instant t en fonction de la quantité totale d'eau extraite Q_∞ selon la relation :

$$Q(t) = Q_\infty \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_0^\infty \frac{1}{(2m+1)^2} \exp \left[-(2m+1)^2 \pi^2 \frac{Dt}{4L^2} \right] \right] \quad \text{Eq 4.29}$$

Avec

L la longueur de drainage.

Gardner a montré que pour :

$$t > \frac{4L}{3\pi^2 D} \quad \text{Eq 4.30}$$

(Soit 90 min pour un échantillon de 15 mm d'épaisseur et de diffusivité $D = 5 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$), le second terme de la série est inférieur à moins de 1 % du premier, ce qui permet de ne conserver que le premier, et d'obtenir la relation :

$$\ln[Q_\infty - Q(t)] = \ln \frac{8Q_\infty}{\pi^2} - \frac{\pi^2}{4L^2} Dt \quad \text{Eq 4.31}$$

L'observation de la Figure 4.6 montre que les variations de $\ln [Q_\infty - Q(t)]$ en fonction du temps sont bien linéaires, ce qui permet de déterminer la diffusivité :

$$D(\theta) = K(\theta) \frac{\partial h}{\partial \theta} \quad \text{Eq 4.32}$$

Et donc la perméabilité $K(\theta)$ au degré de saturation correspondant aux succions appliquées.

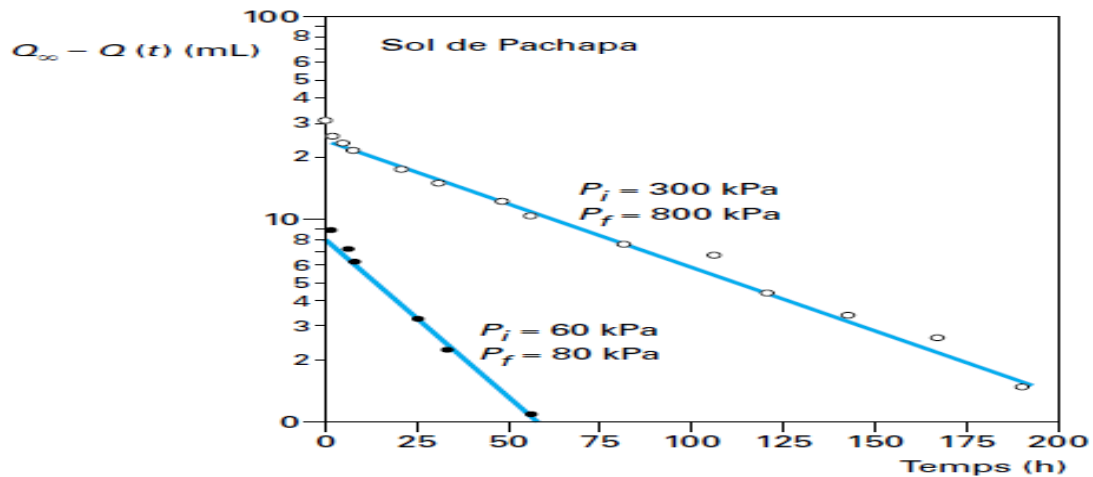


Figure 4.7 : Le volume d'eau échappée au court de l'application d'une pression d'air

2. METHODE EN REGIME PERMANENT POUR LA PERMEABILITE A L'EAU ET A L'AIR

La Figure 4.8 décrit un dispositif basé sur ce système, où les pierres poreuses céramiques sont remplacées par des membranes semi-perméables placées sur des disques poreux en bronze fritté. Les pressions d'air et d'eau sont respectivement égales à $u_a + \Delta u_a$ et $u_w + \Delta u_w$ d'un côté de l'échantillon, et à u_a et u_w de l'autre, ce qui correspond à une valeur constante de la succion dans tout l'échantillon. On obtient la perméabilité à partir de la mesure du débit permanent, obtenu pour chacun des fluides, et du gradient de pression imposé. Comme toutes les méthodes de perméabilité en régime permanent, cette méthode est de mise en œuvre délicate, car la faible perméabilité des sols non saturés engendre des débits qui peuvent devenir très faibles, et la mesure est très sensible aux fuites et aux variations de température.

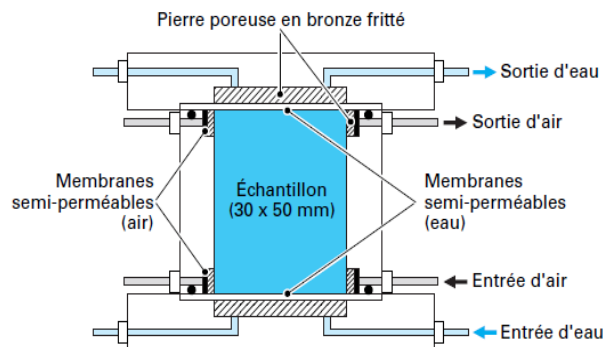


Figure 4.8 : Essai de la perméabilité à l'eau et à l'air des sols non saturés

3. METHODE DU PROFIL INSTANTANE POUR LA PERMEABILITE A L'EAU

La méthode du profil instantané consiste à suivre au sein d'une colonne d'infiltration, en fonction du temps, les variations de succion qui interviennent lors de l'infiltration. Une détermination en parallèle de courbes de rétention d'eau permet de déduire, en chaque point, les profils de teneur en eau des profils de succion mesurés. On est ainsi en mesure de présenter des isochrones de succion et de teneur en eau, comme le montre la Figure 4.9.

Pour un temps t donné, la détermination de la tangente d'une isochrone de succion donne en chaque point le gradient hydraulique.

$$i = \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad \text{Eq 4.33}$$

Le volume d'eau passé entre deux instants en un point donné est déduit de la différence entre les isochrones de teneur en eau correspondant à ces deux instants, représentée par la zone hachurée sur la figure. L'expression du volume d'eau V passé à une distance x_i du point d'injection au travers de la surface A de la colonne, entre les instants t et $t + \Delta t$, vaut ainsi :

$$V = A \left(\int_{x_i}^L \theta_{t+\Delta t} dx - \int_{x_i}^L \theta_t dx \right) \quad \text{Eq 4.34}$$

D'où le débit q , calculé entre t et $t + \Delta t$:

$$q = A \frac{\int_{x_i}^L \theta_{t+\Delta t} dx - \int_{x_i}^L \theta_t dx}{\Delta t} \quad \text{Eq 4.35}$$

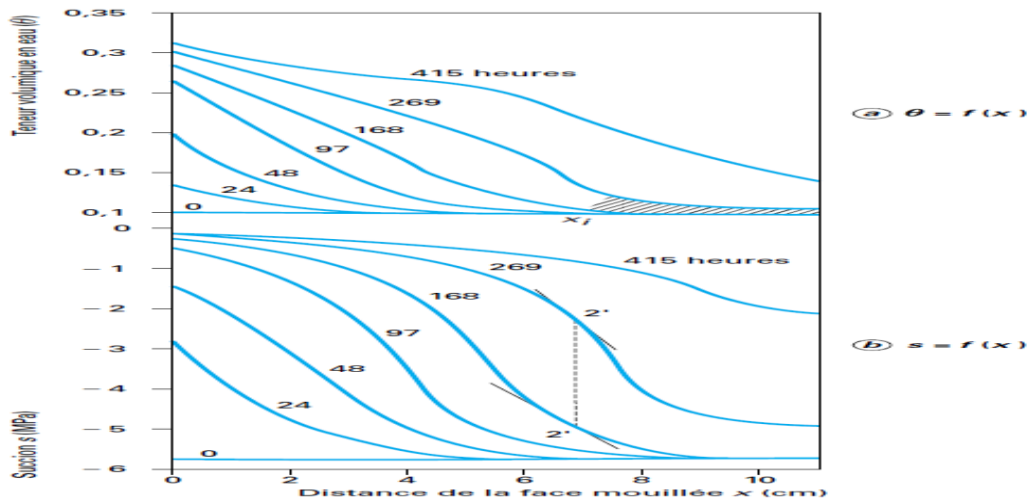


Figure 4.9 : La variation de la succion et de la teneur en eau

La **perméabilité** est déduite du rapport entre le débit et le gradient, avec pour le gradient une valeur moyenne entre les deux instants considérés, ce qui conduit à :

$$K = -\frac{1}{A} \frac{q}{0,5(i_t + i_{t+\Delta t})} \quad \text{Eq 4.36}$$

4. PERMEABILITE A L'AIR

Les mesures de perméabilité sont plus simples à réaliser que pour l'eau, dans la mesure où l'écoulement du fluide vis-à-vis duquel on veut mesurer la perméabilité n'altère pas la grandeur à mesurer : une circulation d'eau change le degré de saturation et donc la perméabilité à l'eau, alors qu'une circulation d'air humide ne modifie pas la saturation et ne change pas la perméabilité à l'air qu'on souhaite déterminer. Yoshimi et Osterberg ont proposé un système simple, basé sur l'emploi d'un oedomètre classique qui contient l'éprouvette de sol non saturé, au sein duquel on fait circuler de l'air à charge variable (Figure 4.10).

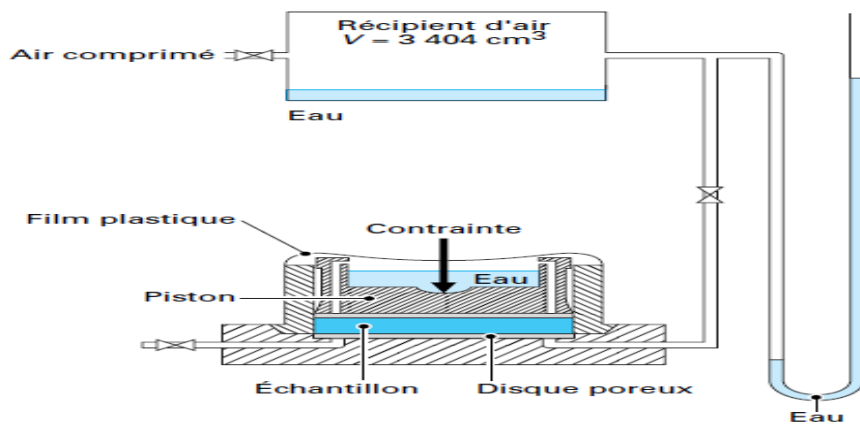


Figure 4.10 : La détermination de la perméabilité à l'air par la méthode de de Yoshimi et Osterberg

L'oedomètre est connecté à sa base à un réservoir contenant un volume d'air important, lui-même relié à une source de pression d'air. Le réservoir contient un peu d'eau pour humidifier l'air qui sera injecté dans le sol non saturé. On déconnecte tout d'abord le réservoir de la cellule, et on y applique une légère surpression d'air (< 8 kPa) mesurée dans le tube en U. Dans un deuxième temps, on déconnecte le réservoir de la source de pression, et on ouvre la connexion avec l'oedomètre au temps $t = 0$. L'air peut aussi traverser l'échantillon, ce qui implique que le niveau dans le tube en U descend au cours du temps. Il convient alors de suivre, au cours du temps, le niveau du tube en U. Yoshimi et Osterberg ont démontré que les variations de :

$$\ln \left[\frac{p(t)}{p(0)} \right] \quad \text{Eq 4.37}$$

Avec

$p(t)$ et $p(0)$ les pressions d'air à t et à l'instant initial sont proportionnelles au temps.

Ils démontrent aussi que la **perméabilité intrinsèque à l'air** k_a est déduite de la pente des courbes de la figure, selon l'expression :

$$K_a = - \frac{2,3Vh\mu_a}{t} \frac{\lg \frac{p(t)}{p(0)}}{S \left[p_a + \frac{p(0)}{4} \right]} \quad \text{Eq 4.38}$$

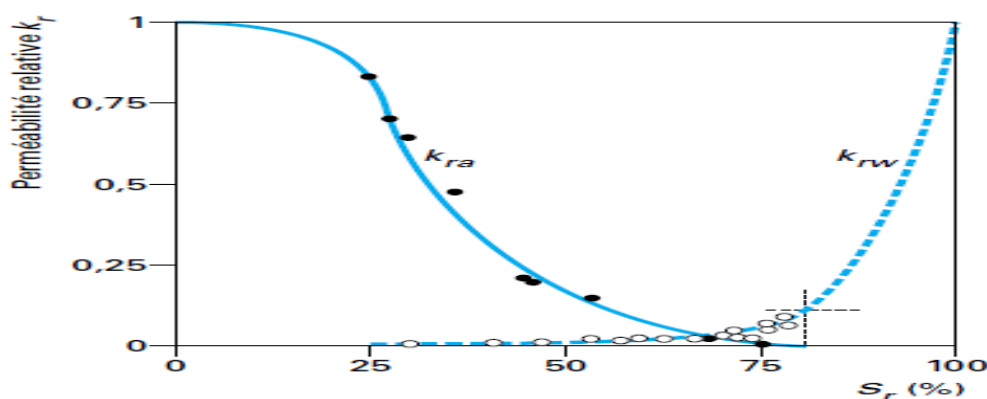


Figure 4.11 : La variation des perméabilités relatives d'un sable non saturé

Avec

- V le volume du réservoir,
- H et S l'épaisseur et la section de l'éprouvette,
- μ_a la viscosité dynamique de l'air,
- P_a la pression atmosphérique.

On observe que la perméabilité à l'air est uniquement fonction de l'indice des vides occupé par l'air :

$$e_a = e(1 - S_r) \quad \text{Eq 4.39}$$

Selon l'expression suivante à deux paramètres a et n , généralement admise :

$$K_a = a[e(1 - S_r)]^n \quad \text{Eq 4.40}$$

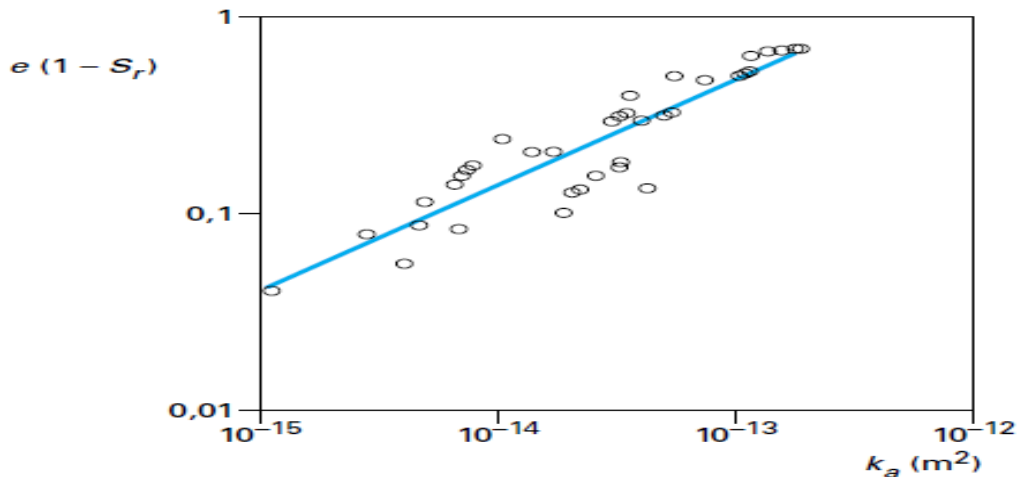


Figure 4.12 : Résultats d'un essai de perméabilité à l'air

4.3. PERMÉABILITÉ DES DECHETS

La perméabilité caractérise la capacité d'un milieu à laisser s'écouler un fluide. Elle est souvent assimilée à la conductivité hydraulique à saturation K_{sat} (m/s). Comme nous avons déjà vu, la loi de Darcy nous permet de calculer K_{sat} comme suit :

$$K_{sat} = \frac{q}{\Delta H/L} \quad \text{Eq 4.41}$$

Avec :

K_{sat} : la conductivité hydraulique à saturation K_{sat} (m/s)

q : le débit liquide spécifique ($\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}^2$) ;

ΔH : la perte de charge hydraulique consécutive à l'écoulement (m) ;

L : la distance entre les deux points de mesure de la charge (m).

L'application de la perméabilité se base sur la loi de Darcy au milieu déchet n'est pas toujours évidente (Bellenfant, 2001). De plus, le milieu déchet étant triphasique, la valeur de K_{sat} n'est pas toujours la plus pertinente pour décrire les écoulements de liquides mais aussi de gaz en son sein.

Les mesures de perméabilité du matériau déchet en laboratoire sont en général réalisées avec du perméamètre à charge constante ou à charge variable. Ce procédé se base sur l'équation de Darcy monophasique unidimensionnelle :

Le Tableau 4.1 montre que la perméabilité à saturation des déchets qu'est, généralement, comprise entre 10^{-7} et 10^{-4} m/s pour la plupart des références, malgré l'utilisation de différentes techniques de mesure et de différents déchets. Cela correspondrait environ à un sable fin.

Auteurs	Valeurs de K_{sat} (m/s)	Commentaires
Oweis et Khera, 1990	$10^{-7} - 10^{-5}$	Déchets en place, Essais de puits (profondeur : 11 m) au New Jersey
Beaven et Powrie, 1995	$1.7 \times 10^{-4} - 2 \times 10^{-4}$	Déchets frais
Bleiker et al, 1995	$10^{-9} - 10^{-6}$	Déchets frais Essais sur échantillons de déchet en laboratoire
Chen et Chynoweth, 1995	$4.7 \times 10^{-7} - 9.6 \times 10^{-4}$	Déchets frais
Lanini (1998)	$7 \times 10^{-4} - 1,5 \times 10^{-4}$	Essais sur colonnes ($\phi = 34$ cm ; $h = 2$ m)
Lanini (1998)	$4.10^{-4} - 7.10^{-6}$	Essais sur carottes extraites du CSD de Montech
Gawande et al, 2005	$1.2 \times 10^{-5} - 2.5 \times 10^{-5}$	Déchets en place, essai de puits
Durmusoglu et al, 2006	$10^{-6} - 10^{-4}$	Déchets frais
Jain et al, 2006	$5.4 \times 10^{-8} - 6.1 \times 10^{-7}$	Déchets en place, essai de puits
Capelo et de Castro, 2007	1.7×10^{-6}	Déchets frais
Olivier et Gourc, 2007	$10^{-6} - 10^{-4}$	Déchets frais
Reddy et al, 2009	$10^{-7} - 10^{-4}$	Déchets en place extraits
Stoltz, 2009	$10^{-6} - 10^{-4}$	Déchets frais

Tableau 4.1: Plage de valeurs de K_{sat} (m/s)

Pour des déchets compactés, des valeurs inférieures peuvent être attendues (Bellenfant, 2001 ; Stoltz, 2009).

Au cours de l'exploitation d'une ISDND, la perméabilité aux fluides diminue généralement à cause de la biodégradation (Durmusoglu et al, 2006 ; Reddy et al, 2009).

4.3.1. LE TENSEUR DE PERMEABILITE INTRINSEQUE

Le tenseur de perméabilité est parfois assimilé au tenseur de conductivité hydraulique à saturation K_{sat} (m/s). Ces deux paramètres sont liés par l'équation suivante (Stoltz, 2009) :

$$k = \frac{\eta_{fluide}}{\rho_{fluide} g} K_{sat} \text{ fluide} \quad \text{Eq 4.42}$$

Avec

k : la perméabilité intrinsèque (m^2) ;

η_{fluide} : La viscosité dynamique du fluide (en Pa.s) ;

ρ_{fluide} : La Masse volumique du fluide (kg/m^3) ;

K_{sat} : La conductivité hydraulique à saturation (m/s) ;

Le tenseur de perméabilité intrinsèque est indépendant de la nature du fluide et de la température, il dépend cependant de l'état de contraintes du matériau (Tinet, 2011).

Vu que, Généralement, les déchets Dans les ISDND sont compactés par couches successives, en plus, la présence d'éléments de forme plate transforme le massif de déchet comme un milieu stratifié dont les propriétés physiques sont identiques, à des effets stochastiques près, dans le plan horizontal (Tinet A.J 2011). De ces considérations, on peut déduire que le tenseur de perméabilité intrinsèque k_i est diagonal. De plus, comme une anisotropie dans le plan horizontal ne peut être distinguée, on peut écrire le tenseur de perméabilité intrinsèque de la manière suivante (Tinet, 2011):

$$k_i = \begin{pmatrix} K_h & 0 & 0 \\ 0 & K_h & 0 \\ 0 & 0 & K_v \end{pmatrix} \quad \text{Eq 4.43}$$

On peut dès lors définir le coefficient d'anisotropie A (-) de la façon suivante :

$$A = \frac{K_h}{K} \quad \text{Eq 4.44}$$

La variation de la perméabilité intrinsèque avec la porosité totale est généralement décrite par la loi de *Kozeny-Carman*.

$$K_i = C_{KC} \frac{\varepsilon_T^3}{(1-\varepsilon_T)} \quad \text{Eq 4.45}$$

Avec

C_{KC} (–) Un coefficient de proportionnalité.

4.3.1.1. MESURE EN LABORATOIRE

L'échantillon de déchet, mis en place dans un contenant de volume fixe est, ensuite saturé en eau ou en air avant de soumettre l'échantillon à un débit d'eau ou d'air unidirectionnel Q . On mesure alors la différence de pression entre l'entrée et la sortie de l'échantillon de déchet afin de mesurer la perméabilité.

Les principales études de laboratoire visant à déterminer la perméabilité des déchets sont :

- **Beaven et Powrie (1995)** ont mesuré les perméabilités intrinsèques verticales et horizontales à la phase liquide dans une cellule de compression. Ceci a permis de déterminer une relation empirique entre la compression du massif de déchet et la perméabilité intrinsèque, et, par suite, entre la profondeur du massif et la perméabilité intrinsèque ;
- **Chen et Chynoweth (1995)** ont étudié l'effet de la composition du déchet et l'effet de la compression sur la perméabilité du déchet. Ils ont utilisé un perméamètre à charge constante pour une durée d'environ un mois afin d'obtenir une relation entre la compression et la conductivité hydraulique verticale et de confirmer la diminution de la perméabilité intrinsèque avec le temps (la biodégradation) ;
- **Hudson et al. (1999)** développent une relation entre les perméabilités intrinsèques à la phase liquide horizontale et verticale après la confirmation des résultats de simulation numérique avec les résultats expérimentaux obtenus ;
- **Zanetti et Genon (1999)** utilisent un perméamètre de laboratoire. L'inconvénient de ce type de mesure est qu'il nécessite une forte diminution de la taille caractéristique de la matrice solide, ce qui rend la mesure peu réaliste ;
- **Jang et al. (2002)** ont réalisé des expériences de drainage sur un échantillon placé dans une cuve cylindrique de 72 mm de diamètre et de 120 mm de hauteur pour mesurer et déterminer la conductivité hydraulique du déchet mis en place. Ils utilisent ensuite une relation de Green-Corey pour interpoler les données expérimentales ;
- **Olivier (2003)** a réalisé des essais de mesure de perméabilité d'un échantillon de déchet recirculé placé pendant 10 mois dans des cuves de section carrée de dimension 1m × 1m équipées d'un système de compression permettant de mettre l'échantillon de déchet sous contrainte de 30 kPa. Ces essais ont permis à Olivier (2003) de déterminer des conductivités hydrauliques comprises entre $1,3 \times 10^{-7}$ m/s et $6,5 \times 10^{-7}$ m/s ;
- **Münnich et al. (2005)** ont mesuré les perméabilités verticale et horizontale d'un échantillon de déchet pré-traité par MBT (Mechanical and biological treatment) à l'aide d'un oedomètre. Ils développent une relation entre les perméabilités horizontale et verticale. Enfin, ils arrivent à déterminer une relation empirique pour tenir compte la charge appliquée et modalité de prétraitement de l'échantillon. Le rapport entre la perméabilité horizontale et la perméabilité verticale varie entre 10 et 250.

- **Durmusoglu et al. (2005, 2006)** ont étudié l'effet de l'échelle des essais sur la perméabilité hydraulique. Après une comparaison des résultats de perméabilités hydrauliques obtenues dans des petits pilotes et dans des grands pilotes de laboratoire, ils en concluent que, suivant les études et la méthode de mesure utilisée, l'ordre de grandeur obtenu pour la conductivité hydraulique de la phase liquide varie entre 10^{-4} et 10^{-6} m/s et qu'il n'existe pas une relation linéaire entre les valeurs de perméabilité obtenues dans les petits et dans les grands pilotes de laboratoire.
- **Programme du partenariat entre l'IMFT et le LIRIGM/LTHE à Grenoble :** Le dispositif expérimental utilisé par (Stoltz, 2009) est constitué d'un cylindre en inox de diamètre 27 cm dans lequel un échantillon de déchet est placé entre deux diffuseurs. Un piston permet de comprimer l'échantillon de déchet sous une contrainte fixée. Les mesures de perméabilité sont ici réalisées avec une phase gaz. Le gaz utilisé est le diazote. La Figure 4.13 présente le dispositif expérimental.

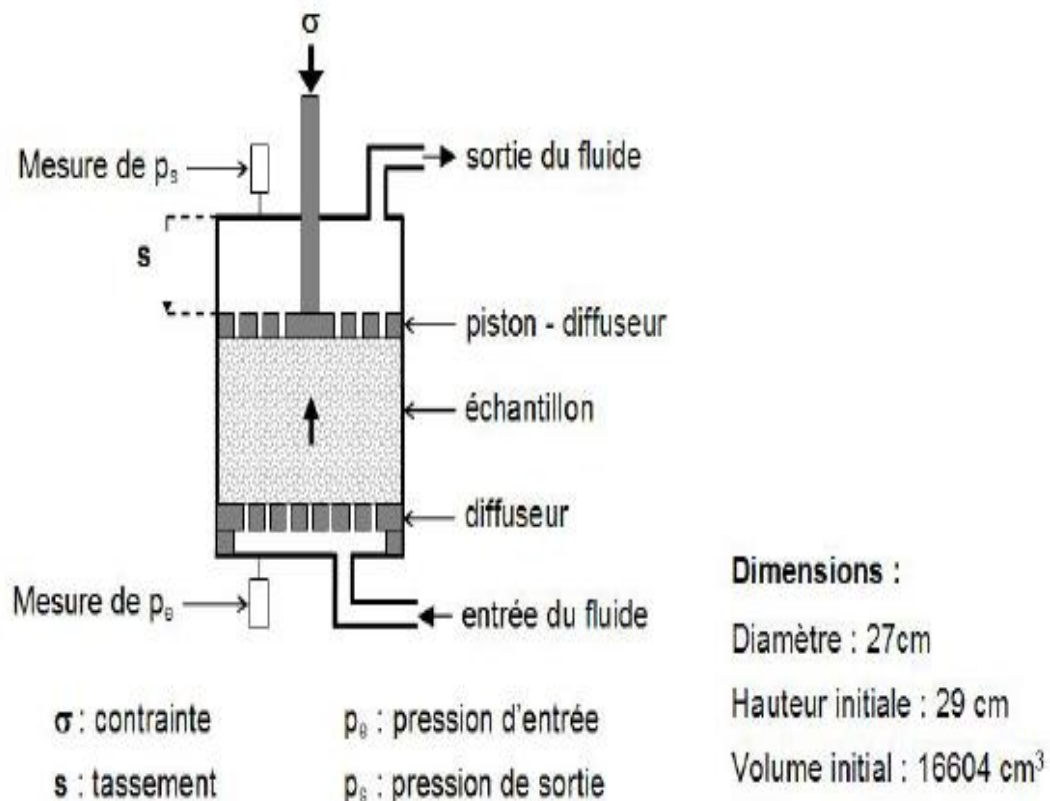


Figure 4.13 : Dispositif de mesure de la perméabilité au gaz

La Figure 4.14 présente les résultats de perméabilité au gaz obtenus pour différents paliers de contrainte. L'humidité volumique initiale de l'échantillon est de 27%.

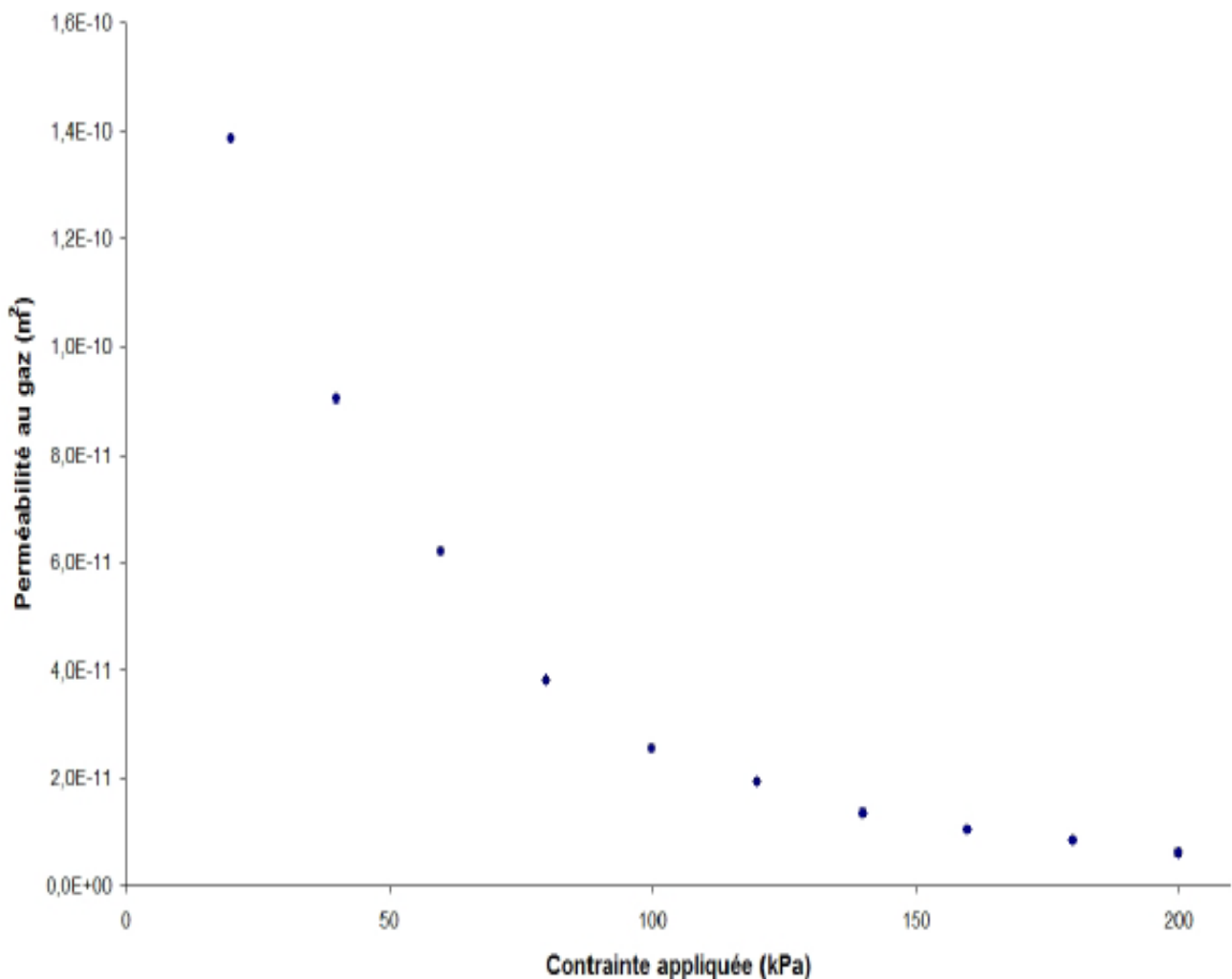


Figure 4.14 : Résultats des mesures de perméabilité au gaz réalisées par Stoltz (2009)

La perméabilité obtenue varie entre 10^{-10} et 10^{-11} m² suivant la contrainte appliquée à l'échantillon. La perméabilité diminue lorsque la contrainte appliquée augmente. Ceci peut s'expliquer par deux phénomènes :

- la diminution de la taille des pores avec la contrainte qui rend plus difficile le passage de la phase mobile ;
- lorsque l'on comprime le déchet, sa teneur en eau volumique augmente puisque le volume de l'échantillon diminue.

Ces études démontrent le caractère hétérogène de la distribution de perméabilité. En effet, il est démontré que la perméabilité intrinsèque varie avec la profondeur.

Références	Conductivité hydraulique (m/s)	Perméabilité (m^2)	Type de mesures
Beaven et Powrie, 1995	$1,7 \times 10^{-4}$ - 2×10^{-4}	$1,7 \times 10^{-11}$ - 2×10^{-11}	Cellule de compression – déchet comprimé
Chen et Chynoweth, 1995	$4,7 \times 10^{-7}$ - $9,6 \times 10^{-4}$	$4,7 \times 10^{-14}$ - $9,6 \times 10^{-11}$	Perméabilité a chatge constante au liquide – déchets frais
Jang et al, 2002	$2,9 \times 10^{-4}$ - 3×10^{-4}	$2,9 \times 10^{-11}$ - 3×10^{-10}	Colonne de laboratoire
Munnich et al, 2005	1×10^{-9} - 1×10^{-4}	1×10^{-13} - 1×10^{-11}	Colonne de laboratoire - MBT
Jain et al, 2	-	$1,6 \times 10^{-13}$ - $4,7 \times 10^{-11}$	Tests d'injection
Durmuusoglu et al, 2006	1×10^{-6} - 1×10^{-4}	1×10^{-13} - 1×10^{-11}	Perméabilité a chatge constante au liquide
Capelo et Castro, 2007	$1,7 \times 10^{-6}$	$1,7 \times 10^{-13}$	Perméabilité a chatge constante au liquide – déchets frais
Olivier et Gourc, 2007	10^{-6} - 10^{-4}	10^{-13} - 10^{-11}	Perméabilité a chatge variable au liquide – déchets frais
Reddy et al, 2009	10^{-7} - 10^{-4}	10^{-14} - 10^{-11}	Perméabilité a chatge variable au liquide – déchets comprimé
Stoltz et al, 2010b	10^{-6} - 10^{-4}	10^{-13} - 10^{-11}	Perméabilité a chatge constante et variable au liquide – déchets comprimé
Stoltz et al, 2010b	-	10^{-15} - 10^{-9}	Perméabilité a chatge constante et variable au gaz – déchets comprimé

Tableau 4.2: Plage de valeurs de la perméabilité

Le Tableau 4.2 présente l'ensemble des mesures de perméabilité intrinsèque des OM et met en évidence que :

- La perméabilité des massifs d'OM diminue avec la charge appliquée ;
- la perméabilité intrinsèque est de l'ordre de 10^{-11} – 10^{-12} m^2 pour un déchet peu compacté et diminue de plusieurs ordres de grandeurs (jusqu'à 10^{-16} m^2) pour une compaction élevée.
- La diminution de la perméabilité avec la profondeur dans le massif (*Beaven and Powrie, 1995*) ;
- Le caractère anisotrope de la perméabilité intrinsèque des déchets ménagers (*Beaven and Powrie (1995)* ; *Hudson et al. (1999)* ; *Powrie et al. (2000)*). En effet, le dispositif expérimental qu'ils mettent en place (cellule Pitsea) permet à la fois de mesurer la perméabilité verticale et la perméabilité horizontale (composante orthogonale à l'accélération de pesanteur) ;
- Les résultats obtenus montrent que la perméabilité horizontale est supérieure d'un facteur 2 à 10 à la perméabilité verticale suivant le niveau de compression et la nature du déchet ;

Des perméabilités peuvent être définies pour les deux fluides, le liquide et le gaz (*kl* et *kg*), en fonction du degré de saturation (*Stoltz, 2009*).

4.3.1.2. MESURE SUR SITE DE LA PERMEABILITE INTRINSEQUE

- **Baehr et Hult (1991)** développent une approche pour décrire l'injection d'air dans un milieu poreux via un puits d'injection vertical suppose que la perméabilité du milieu est

anisotrope et que la perméabilité radiale (dans le plan horizontal) soit plus importante que la perméabilité dans la direction verticale.

- **Jain et al (2005)** ont réalisé des essais in situ qui consistent à mesurer dans chaque puits d'injection l'évolution temporelle du débit injecté et de la pression dans le puits. Pour cela Ils ont réalisé un réseau de 134 puits verticaux disposés à différentes profondeurs dans le massif grâce auxquels l'air atmosphérique est injecté dans une gamme de débits compris entre 0,14 et 1,4 m³/min. par conséquent, ils utilisent une technique d'injection d'air pour accéder à la valeur de la perméabilité au gaz. Par la suite, une relation analytique donne accès à la perméabilité horizontale au gaz. Ces travaux démontrent une diminution de la perméabilité horizontale au gaz avec la profondeur. Par ailleurs, ces travaux permettent l'accès à la perméabilité au gaz et non à la perméabilité intrinsèque. La démarche utilisée par Jain et al (2005) consiste à simuler numériquement le comportement de l'injection d'air dans un milieu poreux modélisant le massif de déchet en utilisant l'approche de Baehr et Hult (1991) et à optimiser les paramètres utilisés (en particulier la perméabilité) de façon à simuler le plus proprement possible le comportement réel du casier de stockage. Le processus est donc un processus itératif d'optimisation du paramètre perméabilité. Jain et al (2005) indiquent que :
 - la perméabilité des déchets diminue avec la profondeur. Ceci s'explique par le fait que la contrainte appliquée sur les couches de déchets les plus profondes est plus importante que celle appliquée sur les couches supérieures du déchet ;
 - la porosité du déchet diminue et provoque également une diminution de la perméabilité au gaz ;
 - la perméabilité horizontale d'une couche de déchet est plus importante que la perméabilité verticale « comme le mentionnent Beaven and Powrie (1995) ou Powrie et al (2000) » ;
 - le rapport entre les perméabilités horizontales et verticales K_{Ix}/K_{Iz} n'est pas déterminé expérimentalement et est supposé pouvoir varier entre 1 et 100.

La gamme de perméabilité évaluée par *Jain et al (2005)*, comprise entre $19,4 \times 10^{-12}$ et $4,0 \times 10^{-12}$. Le Tableau 4.3 présente les résultats obtenus par Jain et al. (2005) en fonction de la valeur supposée du rapport K_{Ix}/K_{Iz} et de la profondeur du puits.

Profondeurs	Valeurs du rapport K_{Ix}/K_{Iz}	Valeurs obtenues
Couche supérieure (3-6 m de profondeur)	1	$13 \times 10^{-12} \pm 7,1 \times 10^{-12} \text{ m}^2$
	10	$16,3 \times 10^{-12} \pm 8,8 \times 10^{-12} \text{ m}^2$
	100	$19,4 \times 10^{-12} \pm 10,4 \times 10^{-12} \text{ m}^2$
Couche intermédiaire (6-12 m de profondeur)	1	$6,4 \times 10^{-12} \pm 3,2 \times 10^{-12} \text{ m}^2$
	10	$8,0 \times 10^{-12} \pm 4,0 \times 10^{-12} \text{ m}^2$
	100	$9,4 \times 10^{-12} \pm 4,7 \times 10^{-12} \text{ m}^2$
Couche inférieure (12-18 m de profondeur)	1	$4,0 \times 10^{-12} \pm 2,3 \times 10^{-12} \text{ m}^2$
	10	$4,9 \times 10^{-12} \pm 2,8 \times 10^{-12} \text{ m}^2$
	100	$5,8 \times 10^{-12} \pm 3,3 \times 10^{-12} \text{ m}^2$

Tableau 4.3 : Perméabilité horizontale à la phase gaz évaluée par Jain et al (2005) par la technique des tests de puits

La gamme de perméabilités obtenue par mesure sur site est cohérente avec celle obtenu grâce à des essais de laboratoire.

Des perméabilités peuvent être définies pour les deux fluides, le liquide et le gaz (k_l et k_g), en fonction du degré de saturation (Stoltz, 2009).

4.3.2. LA PERMEABILITE RELATIVE

La Figure 4.15 montre que la perméabilité relative à un fluide diminue fortement lorsque la teneur en fluide considéré diminue.

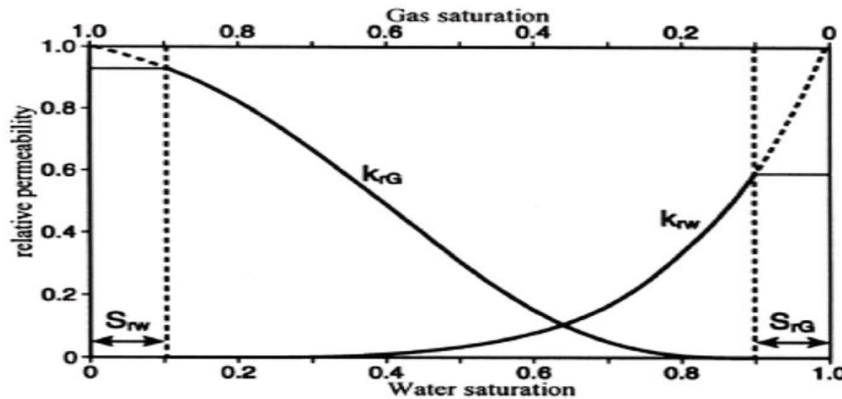


Figure 4.15 : Perméabilités relatives k_{rG} et k_{rW}

Les valeurs de saturation résiduelles sont à rapprocher de la quantité de fluide qui ne peut évacuer le milieu poreux par du transfert de fluides. En deçà de cette saturation résiduelle pour un fluide donné, la perméabilité relative à ce fluide ne varie plus.

La Figure 4.15 correspond à la variation de perméabilité lorsque seules les teneurs en liquide et en gaz varient. Or, comme précisé précédemment, la structure poreuse, et en particulier la porosité totale et la perméabilité intrinsèque varient avec les conditions de contraintes et de biodégradation.

4.3.2.1. MESURE DE PERMEABILITE RELATIVE AU GAZ

Stoltz et al (2010) ont utilisé Une cellule oedométrique, pour étudier la variation de la perméabilité au gaz en fonction de la teneur en liquide ainsi que des conditions de contraintes et ils ont démontré qu'à faible teneur en liquide la perméabilité au gaz reste constante. Cela tend à démontrer l'existence d'une porosité hydrauliquement déconnectée qui ne permet pas d'écoulement et donc à corroborer l'analyse faite pour les courbes de rétention.

Les courbes de perméabilité au gaz à différentes teneurs en liquide et états de contraintes en fonction de la teneur en gaz sont présentées par la Figure 4.16.

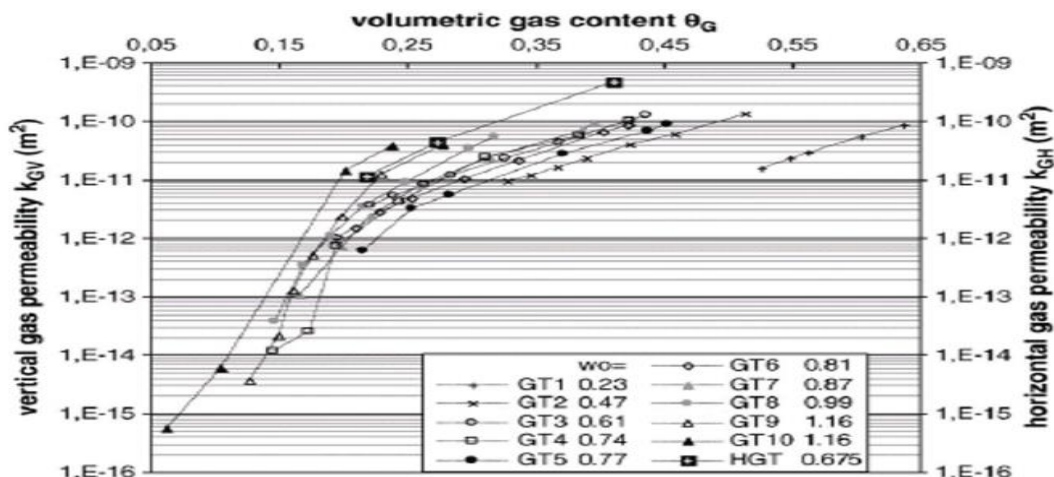


Figure 4.16 : la Perméabilité k_{GH} et k_{GV} en θ_G (Stoltz et al, 2010)

Une seule courbe de perméabilité relative permet de prendre en compte l'impact de la teneur en liquide et de l'état de contrainte. Il est à noter que Le paramètre le plus influant sur la variation de la perméabilité relative au gaz est la teneur en gaz. L'étude de *Stoltz et al (2010)* ne permet pas d'évaluer l'effet de la biodégradation. *Stoltz et al (2010)* modélisent l'évolution de la perméabilité au gaz en fonction de la teneur en gaz par une fonction empirique exponentielle comme indiquée la Figure 4.17.

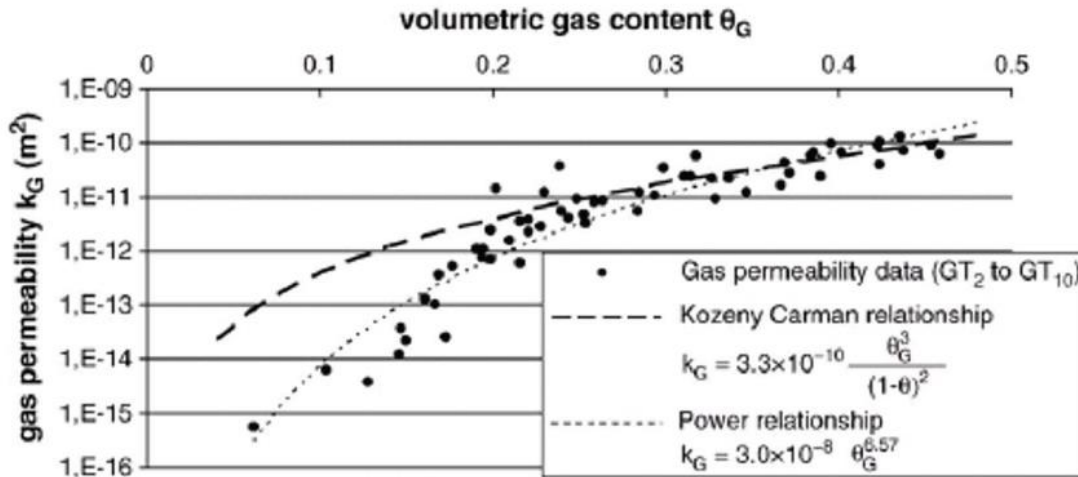


Figure 4.17 : La perméabilité k_G ajustée (*Stoltz et al, 2010*)

4.3.2.2. MESURE DE PERMEABILITE RELATIVE AU LIQUIDE

Breitmeyer and Benson (2011) ont utilisé les données transitoires d'écoulements tirées de la de courbe de rétention, pour mener une étude expérimentale de la perméabilité relative au liquide d'un déchet type américain broyé à une taille maximale de 25 mm. Par la suite, ce déchet a été compacté à trois différentes masses volumiques sèches. Celles-ci ont été dénotées ρ_L (561 kg.m⁻³), ρ_M (632 kg.m⁻³) et ρ_H (795 kg.m⁻³).

Les courbes de conductivité hydraulique liquide en fonction de la teneur en liquide volumétrique sont présentées la Figure 4.18.

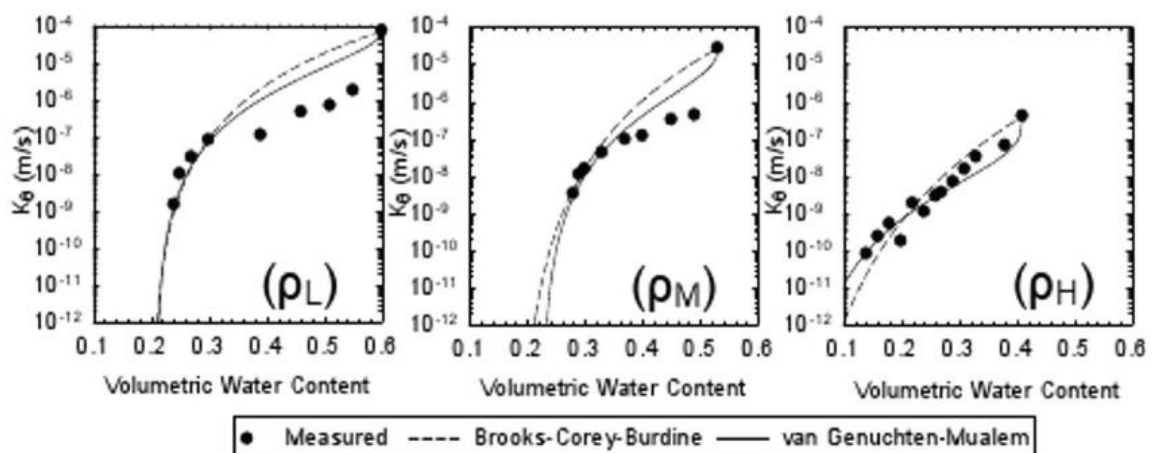


Figure 4.18 : L'effet de la teneur en liquide volumétrique et de la masse volumique sèche sur les valeurs de la conductivité hydraulique liquide (*Breitmeyer and Benson, 2011*)

La conductivité hydraulique liquide est proportionnelle à la perméabilité relative d'après l'équation qui suit :

$$k_i = \frac{\mu_\alpha}{\rho_\alpha g} K_{sat} \quad \text{Eq 4.46}$$

$$k = \frac{\eta_{fluide}}{\rho_{fluide} g} K_{sat} \quad \text{Eq 4.47}$$

Une chute rapide de la perméabilité relative proche de la saturation en particulier pour les échantillons de masses volumiques faibles et moyennes est observée dans les courbes expérimentales obtenues par *Breitmeyer and Benson (2011)*. Cette chute de la perméabilité est d'environ deux ordres de grandeur pour une variation de teneur en liquide volumétrique de l'ordre de 5 %. Par la suite, pour de faibles et moyennes masses volumiques sèches, la perméabilité relative au liquide semble se stabiliser jusqu'à une teneur en liquide volumétrique d'environ 30 % pour une faible masse volumique sèche et 35 % pour une masse volumique moyenne. Pour des teneurs en liquide volumétriques inférieures, la perméabilité relative diminue avec la diminution de teneur en liquide volumétrique. Dans le cas d'une forte masse volumique sèche, l'évolution de la perméabilité relative au liquide en fonction de la teneur en liquide volumétrique ne présente pas le même comportement (forte chute de la perméabilité relative au liquide) proche de la saturation en liquide.

4.3.2.3. MODELES DE PERMEABILITE RELATIVE

Il existe deux types de modèles de perméabilité relative :

- Le premier consiste en une approche généralisée de type *Kozeny-Carman* qui utilise des fonctions puissance :

$$k_{rL}(S_e) = S_e^\eta \quad \text{Eq 4.48}$$

- Le second type de modèle est basé sur l'utilisation des courbes de rétention pour calculer explicitement la courbe de perméabilité relative. On notera particulièrement l'approche de *Burdine (1953)* développée dans l'industrie pétrolière :

$$k_{rL}(S_e) = S_e^2 \left[\int_0^{S_e} \frac{1}{h} dS_e / \int_0^1 \frac{1}{h^2} dS_e \right] \quad \text{Eq 4.49}$$

Mualem (1976) propose un modèle basé sur une hypothèse que le milieu poreux est constitué de pores interconnectés de longueur similaire à leur rayon. Ce modèle est décrit par l'équation qui suit :

$$k_{rL}(S_e) = S_e^\eta \left[\int_0^{S_e} \frac{1}{h} dS_e / \int_0^1 \frac{1}{h} dS_e \right]^2 \quad \text{Eq 4.50}$$

La combinaison du modèle de perméabilité relative avec un modèle de courbe de rétention, permet d'obtenir la relation constitutive nécessaire à la modélisation de l'écoulement en milieu poreux. Les deux combinaisons les plus utilisées pour décrire le couple courbe de rétention - courbe de perméabilité relative au gaz et au liquide sont :

- Le modèle *Brooks et Corey - Burdine (BC-B)* :

$$\begin{cases} k_{rL(BC-B)} = (S_e)^{(2+3\lambda)/\lambda} \\ k_{rG(BG-B)} = (1 - S_e)^2 (1 - S_e^{(2+\lambda)/\lambda}) \end{cases} \quad \text{Eq 4.51}$$

- Le modèle *Van Genuchten - Mualem (VG-M)* :

$$\begin{cases} k_{rL(VG-M)} = (S_e)^\eta \left(1 - \left(1 - S_e^{1/m} \right)^m \right)^2 \\ k_{rG(VG-M)} = (1 - S_e)^\eta \left(1 - S_e^{1/m} \right)^{2m} \end{cases} \quad \text{Eq 4.52}$$

Breitmeyer et Benson (2011) ont proposé un ajustement des courbes obtenues expérimentalement à l'aide des modèles de *Van Genuchten – Mualem* ; *Brooks et Corey - Burdine*. On peut noter que cette description classique ne permet pas de décrire la chute très rapide de la perméabilité relative au liquide proche de la saturation observée pour les masses volumiques sèches les plus faibles (la Figure 4.17).

Pour tenir compte que la présence de l'une des deux phases (liquide et gaz) dans l'espace poral engendre une diminution de la perméabilité effective de l'autre phase, l'utilisation de coefficients de perméabilités relatives pour chacune des deux phases mobiles s'avère nécessaire. Ces coefficients sont déterminés à l'aide de relations empiriques développées lors de l'étude de sol relativement homogène (sable par exemple). *Brooks et Corey (1964)* présentent une méthode pour modéliser ces coefficients de perméabilités relatives à l'aide de relations suivantes :

$$k_{R\lambda} = (S_e)^{n_\lambda} \quad \text{Eq 4.53}$$

$$k_{R\gamma} = (1 - S_e)^{n_\gamma} \quad \text{Eq 4.54}$$

Dans ces équations, S_e représente la saturation efficace en liquide définie par la relation :

$$S_e = \frac{S - S_R}{S_m - S_R} \quad \text{Eq 4.55}$$

Alors que n_λ et n_γ sont les paramètres de *Brooks and Corey (1964)* qu'il est nécessaire de déterminer expérimentalement.

Honarpour (1986) a effectué des travaux pour déterminer les perméabilités relatives dans le cas des réservoirs pétroliers.

L'estimation des coefficients de perméabilité relative nécessite d'une part la détermination préalable de la perméabilité intrinsèque du milieu ainsi que la courbe de pression capillaire et d'autre part de réaliser ensuite des expériences d'injection des deux fluides dans le milieu de type co-courant ou contre-courant et d'être capable de mesurer localement la teneur en liquide. Dans le cas des déchets ménagers, peu de dispositifs de mesure de teneur en eau non destructifs sont fiables. Nous admettons donc des valeurs standards des paramètres

$$n_\lambda \text{ et } n_\gamma : n_\lambda = 3 \text{ et } n_\gamma = 3$$

Pour la perméabilité intrinsèque aux gaz, *Jain et al. (2005)* ont trouvé des valeurs allant de 1.6×10^{-13} à 4.7×10^{-11} m², alors que *Stoltz (2009)* trouve une gamme allant de 10^{-15} à 10^{-9} m² en fonction de la compression de l'échantillon.

4.4. PROPRIETES DE RETENTION ET LA CAPACITE AU CHAMP

4.4.1. DEFINITIONS DE LA CAPACITE AU CHAMP θ_{cc}

- Dans les années 1930, le concept de capacité de rétention représente la quantité maximale d'eau capillaire (et adsorbée) que le milieu est capable de retenir à l'équilibre. Elle correspond donc à la teneur en eau totale au-dessus de laquelle l'eau est drainée sous l'influence de la gravité ;
- *Zornberg et al (1999)* ont défini La capacité au champ θ_{cc} comme étant la quantité de liquide qu'un milieu poreux soumis à la gravité peut retenir durablement;
- *Kazimoglu et al (2005a)* ont défini La capacité au champ θ_{cc} comme étant la teneur en eau volumique à l'équilibre hydrostatique avec des conditions aux limites données et à un instant donné;
- *Reinhart et Townsend (1997)* et *Münnich et al (2003)* la définissent comme la succion à une pression capillaire $P_c = 10$ kPa, alors que *Benson et Wang (1998)* prennent la valeur à $P_c =$

33 kPa. L'applicabilité de ce concept aux déchets reste donc discutable (*Capelo et de Castro, 2007*).

Les valeurs de capacité au champ données dans la littérature sont généralement comprises entre 0.30 et 0.50 m³/m³ (*Korfiatis et al, 1984 ; Zornberg et al, 1999 ; Bendz et al, 1997 ; Reinhart et Townsend, 1997 ; Münnich et al, 2006*).

La capacité au champ θ_{cc} à une relation avec la porosité de drainage n_d et aux propriétés de rétention.

La capacité au champ θ_{cc} comme étant définie a :

- l'avantage de permettre de quantifier par un seul nombre une propriété de rétention d'eau
- l'inconvénient de ne pas être une caractéristique intrinsèque.

4.4.2. DISCUSSION

La capacité au champ d'un casier n'est pas caractérisée par une valeur unique mais par un profil qui dépend :

- Des propriétés de rétention de chacune des couches (de plus en plus comprimées vers le fond du casier) ;
- De la variation de la pression capillaire sur la hauteur du casier.

La capacité au champ diminue sous l'effet de la compression et de la biodégradation et les valeurs maximales de capacités d'absorption sont en général observées juste après la mise en place du stockage (*Bellenfant, 2001*). La capacité de rétention est souvent remplacée par la capacité au champs, calculée suite à un essai de ressuyage par le bas (vidange non forcée) de 48 heures, l'équilibre étant ou non atteint (*Vincent, 1991*).

Beaven et Powrie (1995) et de *Zornberg (1999)* ont réalisé des essais au laboratoire pour conclurent à la fin que la capacité au champ des déchets diminue avec l'augmentation de la contrainte verticale (ou de la profondeur). *Lanini (1998)* est arrivée au constat inverse, ce qui pourrait signifier que d'autres paramètres que la compression, à commencer par la structure du déchet, puissent influencer de manière significative sur la teneur en eau à l'équilibre.

Quelques valeurs tirées de la littérature, situent la capacité de rétention moyenne (rapportée à la masse solide) autour de 30 à 40 %.

Selon l'*Ademe (2001)*, la capacité au champ diminuerait avec :

- L'âge des déchets (ces derniers se minéralisant progressivement, la capacité d'absorption diminue) ;
- La profondeur car le tassement augmente la densité du déchet et réduit par conséquent la taille des pores.

L'eau à l'intérieure du matériau déchet soumise à des forces capillaires supérieures aux forces gravitaires reste dans l'échantillon tandis que l'eau dont le potentiel gravitaire z est supérieur au potentiel capillaire « h » (La succion) est drainée.

$$h = \frac{P_L - P_G}{\rho_L g} \quad \text{Eq 4.56}$$

Avec :

P_G : La pression absolue de gaz

P_L : La pression absolue de liquide

ρ_L : Masse volumique de l'eau

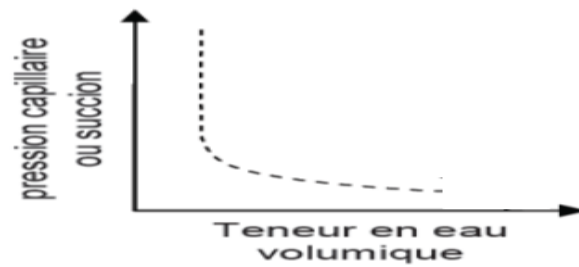


Figure 4.19 : Courbe de rétention (forme générale)

4.5. COURBE DE RETENTION (OU COURBE DE PRESSION CAPILLAIRE)

4.5.1. DEFINITION

La courbe de rétention est la courbe caractéristique des propriétés de rétention d'un échantillon qui relie la pression capillaire P_c (kPa) à la teneur en eau volumique θ ou au degré de saturation en eau S_l . La pression capillaire est définie par :

$$P_c = P_g - P_l \quad \text{Eq 4.57}$$

Avec les indices :

- g pour le gaz ;
- l pour le liquide.

Cette pression est strictement positive pour un échantillon non saturé. On préfère la présentation graphique de P_c en fonction de θ , car la présentation en fonction de S_l nécessite la bonne connaissance de la porosité totale du milieu, sur laquelle réside une incertitude (Staub, 2010)

Il existe deux approches pour déterminer la courbe de rétention d'un échantillon, qui nécessite d'augmenter P_c par paliers (l'Equation $P_c = P_g - P_l$) :

- on peut diminuer P_l en appliquant une succion sur une colonne de déchets (Korfiatis et al, 1984 ; Stoltz, 2009), c'est-à-dire en imposant une charge à l'extrémité de la colonne ;
- on peut augmenter P_g puisque, à l'équilibre, en théorie, cette augmentation aura le même effet sur P_c d'après l'Equation $P_c = P_g - P_l$ (Münnich et al, 2003 ; Zardava et al, 2009).

La première méthode qu'est réalisée par la mise en dépression du milieu pour faire sortir de l'eau de l'humidité interne est plus pratique, car elle recrée des conditions sans doute plus proches du réel que le fait d'augmenter une pression de gaz. Cette méthode est utilisée par Stoltz (2009) à l'aide d'une oedoperméamètre au LTHE.

L'augmentation de la pression de gaz dans la seconde méthode, permet d'atteindre des valeurs de P_c plus élevées. Notant que, la valeur limite $P_l = -100$ kPa marque le début de la cavitation.

4.5.2. COURBES DE RETENTION EXISTANT DANS LA LITTERATURE

Lanini (1998) et Aran (2001) présentent une courbe de pression capillaire déterminée dans une cellule d'extraction (de 50 cm³ environ) munie d'une pierre poreuse mais d'un volume semble faible pour une bonne représentativité du matériau déchet.

L'utilisant d'un extracteur de grande capacité muni d'une pierre poreuse (500 kPa de pression d'entrée d'air) par Kazimoglu et al. (2005b) a permis de placer un échantillon de 23 cm de diamètre et de 14 cm de hauteur. Kazimoglu et al. (2005b) ont déterminé la courbe de rétention sans préciser

ni la masse volumique du déchet mis en place ni le temps pour atteindre l'équilibre entre chaque palier

La méthode utilisée par *Kazimoglu et al. (2005b)* pour augmenter la pression capillaire été imposer par augmentation de la pression d'air. Mais cette méthode d'augmentation de la pression d'air présente des inconvénients :

- Le matériau déchet est sensible à l'oxygène présent dans l'air qui favorise la dégradation aérobie du déchet et dont modifie sa structure durant l'expérience ;
- La hauteur de 14 cm de l'échantillon est défavorable dans une expérience de ce type puisque :
 - La pression capillaire n'est pas identique sur la hauteur de l'échantillon (du fait de la variation du potentiel gravitaire).
 - La teneur en eau n'est pas homogène dans l'échantillon.

La courbe de rétention est présentée par la Figure 4.20.

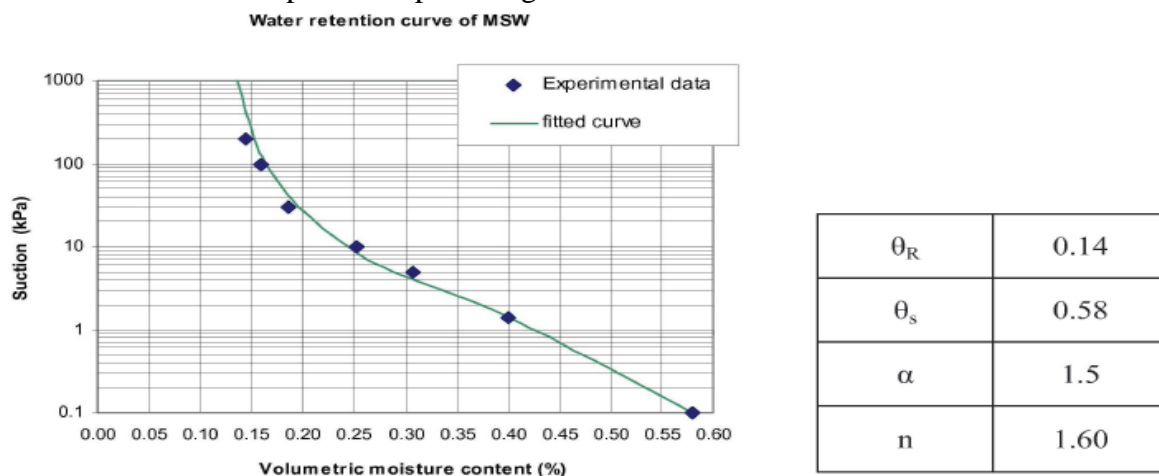


Figure 4.20 : Courbe de rétention d'un déchet ménager obtenu à l'aide d'un extracteur avec les paramètres de calage de Van Genuchten associés (*Kazimoglu et al, 2005*)

À 1kPa de succion, une forte diminution de la teneur en eau volumique est observée (qui passe de près de 60% (valeur maximale) à 40%). A 100 kpa de succion, il reste une teneur en eau volumique conséquente (plus de 15%). Ceci suggère une structure à double porosité avec: une macroporosité peu capillaire (et surement bien connectée) qui se draine a la moindre dépression appliquée, et une microporosité très capillaire (et a priori mal connectée) qui reste remplie mais aux forts niveaux de dépression.

Zardava et al (2009) a tracé les courbes de rétention de déchets à différentes densités relevées dans la littérature (la Figure 4.21). Toutes les courbes de rétention des différents travaux sur des différents déchets sont situées entre les courbes de rétention du sable fin et de l'argile (courbes enveloppes).

Les déchets ont des porosités bien plus importantes que le sable et, généralement, que l'argile. Cependant, d'une manière générale :

- les matériaux peu denses ont des courbes de rétention assez étalées : de la même façon qu'un sable grossier, la teneur en eau de ces matériaux diminue très rapidement déjà à des faibles pressions capillaires ;
- la masse volumique a un effet sur les courbes de rétention (*Korfiatis et al. (1984)* ; *Benson et Wang (1998)* ($\rho_d = 0.61-0.62$ kg/L) ; *Kazimoglu et al (2005b)* ; *Stoltz (2009)* ($\rho_d = 0.54-0.56$ kg/L) ;

- la nature des déchets a un effet sur les courbes de rétention. Les essais de Münnich et al. (2003) sur déchets prétraités, qui montrent que ces derniers ont un comportement plus proche des sols fins ;
- Les courbes de rétention sont liées à la structure du milieu poreux et plus précisément à la distribution des tailles de pores ;
- Les phénomènes de rétention dans un milieu poreux sont dus aux phénomènes de tension superficielle qui coexistent entre le solide, le liquide et l'air (Stoltz, 2009).

On peut noter que peu d'essais ont été réalisés à des fortes pressions capillaires ($P_c > 100$ kPa), souvent en raison du dispositif étudié (colonne de déchets avec diminution de P_l en appliquant une succion).

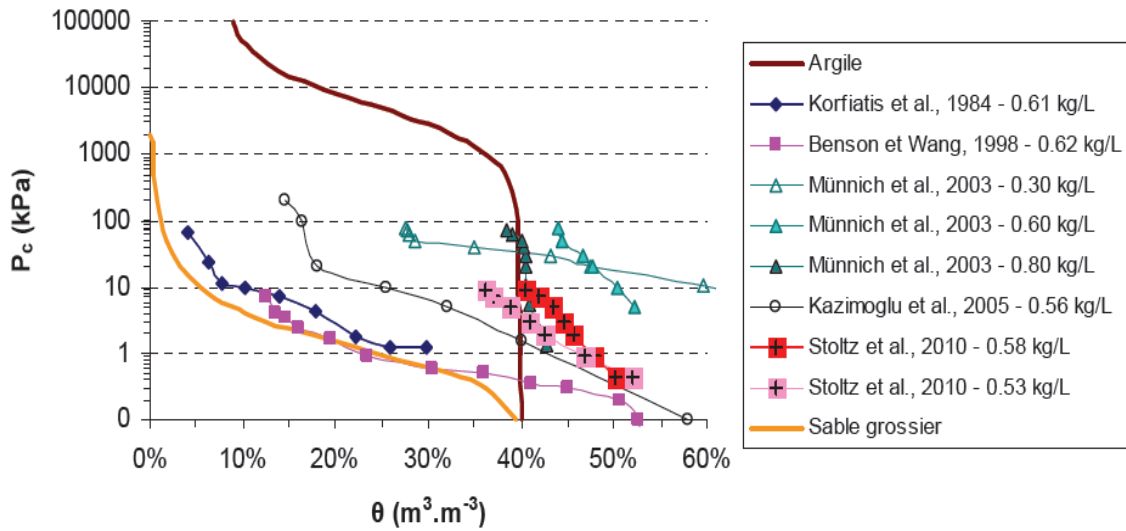


Figure 4.21 : L'effet de la densité sur les courbes de rétention de déchets relevées dans la littérature (Zardava et al (2009)).

4.5.3. DISCUSSION

Le phénomène d'hystérésis qui explique la différence (non superposition) entre les courbes de rétention pour les deux cas imbibition et drainage est bien observé dans le matériau déchet. La valeur de la teneur en eau volumique pour une succion donnée dépend de l'histoire d'humectation ou dessèchement du milieu. Notons que la pression capillaire intervient dans les phénomènes de biodégradation.

4.5.4. DETERMINATION DE LA COURBE DE RETENTION EN LABORATOIRE

La méthode la plus utilisée consiste à mettre en place un échantillon (généralement saturé) dans une cellule étanche (appelées extracteurs) équipée d'une pierre céramique saturée et d'appliquer différents paliers de succion (par augmentation de la pression de gaz par exemple) tout en mesurant le volume d'eau sortant. La courbe de rétention de l'échantillon peut ainsi être déterminée jusqu'à la pression d'entrée d'air de la pierre céramique.

Ces cellules extracteurs présentent quelques inconvénients :

- Les dimensions de ces cellules sont insuffisantes pour les déchets ménagers, qui pouvant contenir des particules de tailles importantes) ;
- Les cellules extracteurs ne sont pas adaptées pour imposer une compression à un échantillon, importante dans l'approche bio-hydro-mécanique ;

- Les pierres céramiques ont des perméabilités extrêmement faibles et le passage de lixiviat (contenant des particules fines, des molécules organiques, des microorganismes, etc.) au travers est très long et conduit à un colmatage des pores de la céramique.

La cellule de l'oedopermeametre équipé d'une pierre céramique de faible pression d'entrée d'air (50 kPa de succion) mais ayant une grande perméabilité pour. En plus, sa cellule dispose d'un volume adapte pour tester des échantillons et d'imposer simultanément une contrainte de compression.

4.5.5. MODELISATION DE LA COURBE DE RETENTION

Le modèle de *Van Genuchten (1980)* est le plus utilisé dans la littérature. Ce modèle met en relation la saturation effective en liquide S_{eL} et la pression capillaire p_c à l'aide de deux paramètres empiriques α et m :

$$P_c = \frac{1}{\alpha} \left[S_{eL}^{-1/m} - 1 \right]^{1-m} \quad \text{Eq 4.58}$$

La saturation effective en liquide est définie par :

$$P_{eL} = \frac{S_L - S_{RL}}{S_{max} - S_{RL}} \quad \text{Eq 4.59}$$

Avec :

- S_L : le degré de saturation en liquide

$$S_L = \frac{V_L}{V_V} \quad \text{Eq 4.60}$$

- S_{max} : le degré de saturation maximal (lorsque l'échantillon est saturé). En général, $S_{max} = 1$;

- S_{RL} : le degré de saturation irréductible ;

La saturation effective en liquide S_{eL} représente en fait l'intervalle de saturation à l'intérieur duquel l'eau est mobile.

4.5.6. DETERMINATION DES TAILLES DE PORES ON UTILISANT LA COURBE DE RETENTION

La loi de Laplace (ou de Jurin) exprime la remontée d'une hauteur d'eau h dans un tube capillaire de diamètre d . Elle s'exprime suivant :

$$h = \frac{4\sigma_L \times \cos\alpha'}{\rho_L g \times d_P} \quad \text{Eq 4.61}$$

Avec

- α' L'angle de mouillabilité.

En supposant une mouillabilité parfaite entre le liquide et la paroi solide, soit $\alpha' = 0$, cette loi permet d'interpréter chaque pression capillaire de la courbe de rétention en terme de diamètre de pores. Néanmoins, cette méthode ne donne que des ordres de grandeurs, car la tension superficielle du lixiviat est mal connue, et qu'une mouillabilité parfaite du lixiviat est retenue.

4.5. CONCLUSION

La phase liquide (lixiviat) du matériau déchet présente de variation d'un site à un autre, ainsi que leur composition est également évolutive avec le temps. Les composants de lixiviat sont présents à des teneurs variables selon l'âge du déchet. En plus, l'humidité (la présence de lixiviat) est un facteur important influant sur le processus et la cinétique de la biodégradation qui provoque une perte de masse donnant naissance un tassement à long terme.

CHAPITRE N°V :
MODELISATION NUMERIQUE DE
COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DU
MATERIAU DECHET

CHAPITRE N°V :

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DU MATÉRIAU DECHET

5.1. INTRODUCTION

Il peut arriver que le système de drainage de lixiviat soit bouché. Puis, à la suite des précipitations, la production de lixiviats et l'injection éventuellement lixiviat, la teneur en humidité dans l'ISDND augmente au point qu'une zone saturée (nappe) de lixiviat soit créée. Par conséquent, le pompage du lixiviat devient une solution nécessaire.

Ce chapitre présente des essais de pompage et d'injection bien instrumentés originaux dans les déchets solides d'une ISDND. L'expérience consiste en trois phases de test de pompage, y compris les deux décharges et une phase de récupération, dans un seul puits surveillés par neuf piézomètres entourant ce puits. Des essais d'injection de lixiviat en deux phases (une phase d'injection et une de récupération) sont aussi réalisés pour étudier le comportement de l'installation du déchet vis-à-vis l'injection du lixiviat.

Enfin, un modèle numérique en utilisant l'équation de Richards (Richards, 1931) avec les propriétés hydraulique de van Genuchten - Mualem et un modèle de conductivité hydraulique saturée exponentielle a été utilisé pour décrire la réponse de la nappe à ces opérations de pompage et d'injection.

Le modèle numérique proposé à décrire de manière satisfaisante les observations expérimentales. Cependant, la transition entre les phases de pompage (et de l'injection) et de récupération présentent un comportement anormal qui peut être associée à la présence de gaz piégé dans les déchets matériau.

Cette étude a donné lieu à une publication dans le journal international Waste Management (*Slimani et al 2016*).

5.2. MODÉLISATION (DES ESSAIS) DE POMPAGE ET D'INJECTION DE LIXIVIAT DANS UNE CELLULE DE STOCKAGE DE DECHET

5.2.1. ESSAIS IN SITU DE POMPAGE ET D'INJECTION

5.2.1.1. DESCRIPTION DE LA CELLULE EXPERIMENTALE ET SON INSTRUMENTATION

a) Dimension de la cellule étudiée

- Une surface = 70 000 m² ;
- Épaisseur moyenne = 14 m.

b) Description de la cellule

- La cellule a été exploitée de 1998 à 2001 ;
- La barrière de fond intègre une géomembrane ;
- La couverture du casier est constituée de matériau crayeux d'une épaisseur de 1,4m ;
- la cellule est conçue avec une pente de 2% à sa base ;
- le niveau de lixiviats est de 7 m au-dessus du fond de la cellule avant le début des essais de pompage et d'environ 9.5m avant le début des essais d'injection.

c) Dispositifs des essais de pompage et d'injection

- Le puits utilisé pour pompage (PM5) est constitué de buses en béton perforées (diamètre = 1 m) entourées d'une couche de 0.1m de graviers épais.
- Neuf piézomètres (PZ1 à PZ9) ont été forés autour du PM5 suivant une forme en étoile (Figure 5.1).

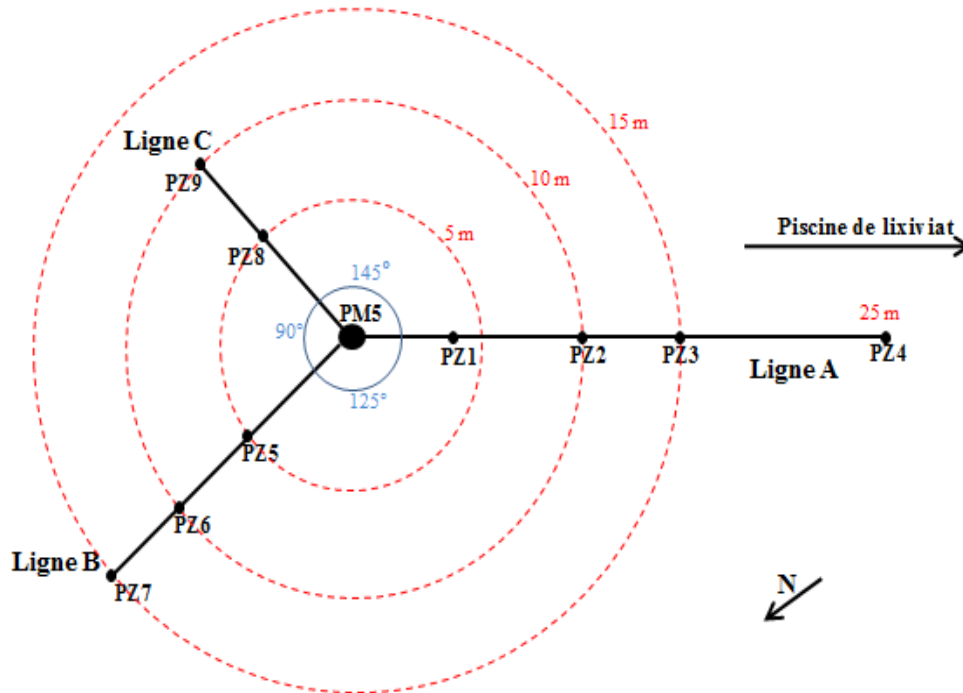


Figure 5.1: implantation du puits et des piézomètres (Tinet A.J 2011)

5.2.1.2. ESSAIS DE POMPAGE

1. PRESENTATION DES ESSAIS DE POMPAGE

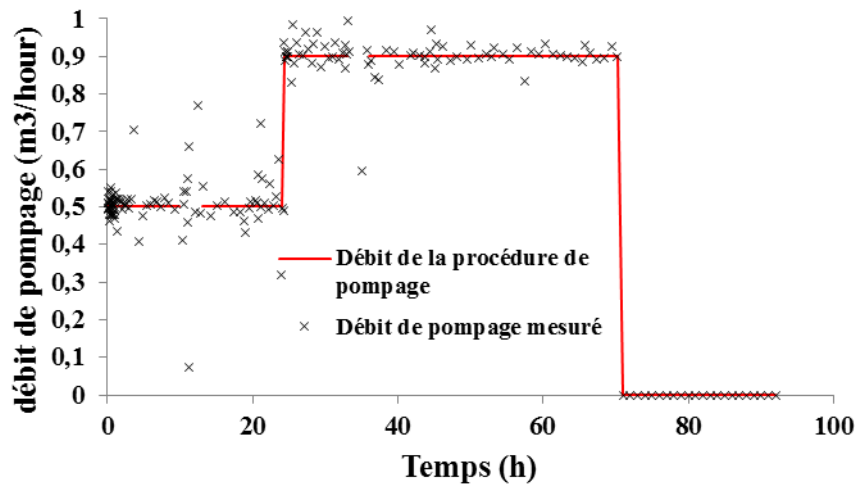
Le niveau de lixiviat dans les piézomètres est à 7m du fond du casier après 15 jours de stabilisation sans pompage.

Les débits de pompage ont été suivis pendant 92 heures avec un intervalle de temps maximum entre deux mesures d'une heure.

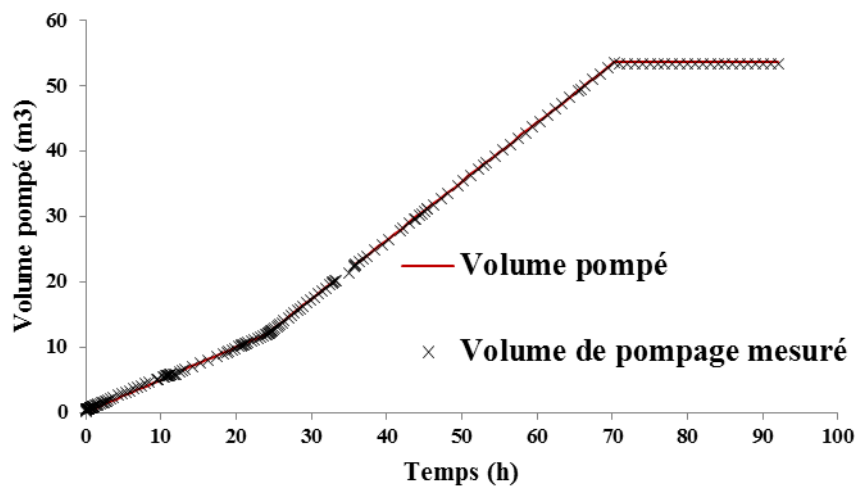
La procédure de pompage consistait en trois phases distinctes.

- La première phase, une vitesse de pompage $0,5 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$ a été imposée pendant 24 heures.
- La deuxième phase : pompage de 46 heures caractérisée par un débit de pompage de $0,9 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$.
- La remontée de la nappe a été surveillée pendant 22 heures.

Les débits instantanés sélectionnés sont mesurés et sont présentés sur la Figure 5.2(a). En outre, les volumes pompés sont indiqués sur la Figure 5. 2(b) (Tinet A.J 2011).



(a) Les taux instantanés de pompage prévus et mesurés (Tinet A.J 2011)



(b) les volumes pompés mesurés et prévus.

Figure 5.2: procédure de l'essai de pompage (Tinet A.J 2011)

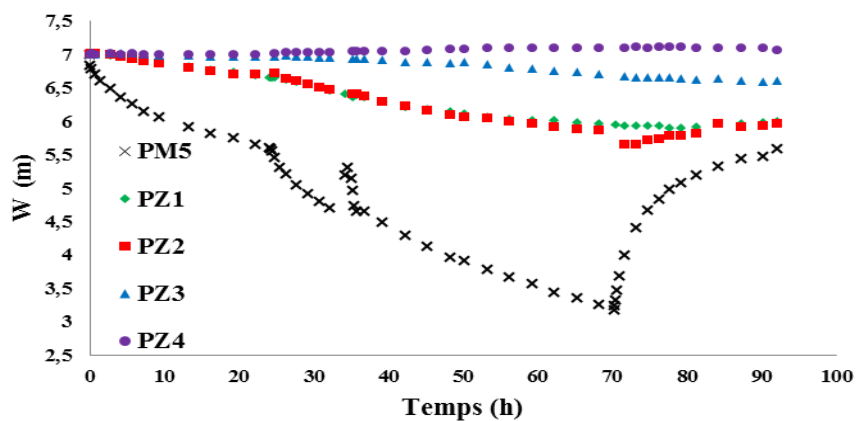
Pendant le test, l'opération de pompage a cessé deux fois. Après 12 heures (720 min) de pompage, un raccord de tuyau a éclaté, empêchant tout contrôle du flux pendant une heure. En outre, 36 heures (2160 minutes) après le début de l'essai, la pompe est tombé en panne et a dû être remplacée par une autre pompe. Cependant, les niveaux piézométriques ont été relevés pendant les deux heures nécessaires pour ce remplacement.

Phases	Phase1	Phase2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6	Phase 7
Temps (h)	0-12h	12h-13h	13h-24h20	24h20-33h15	33h15-35h40	35h40-70h15	70h15-92h
Debit (m ³ /h)	0.5	0	0.5	0.9	0	0.9	0

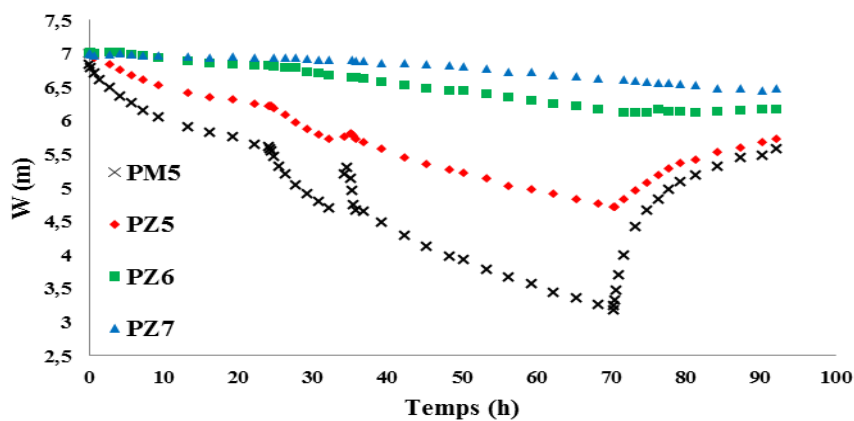
Tableau 5.1: les débits de pompage en fonction du temps

2. RESULTATS EXPERIMENTAUX

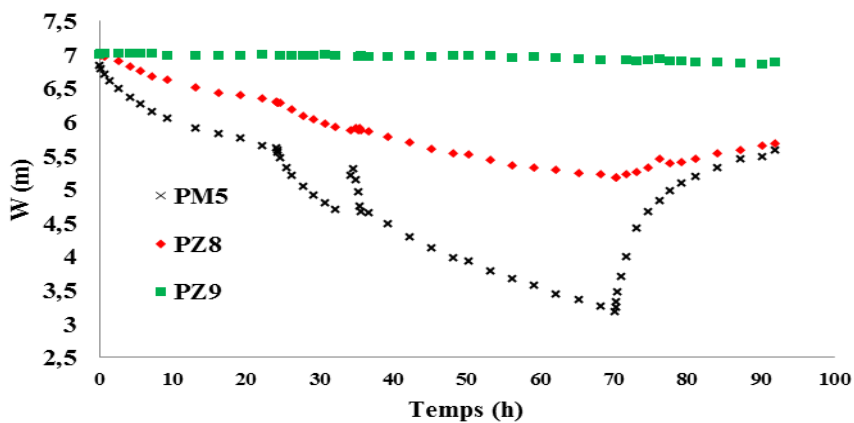
Les résultats expérimentaux de l'essai de pompage présentent un comportement classiquement observé lors des pompages en aquifères (Figure 5.3) On observe bien sur les résultats obtenus pour la ligne de piézomètres B une diminution du rabattement de la nappe avec la distance au puits.



a) le rabattement suivant la ligne A



b) le rabattement suivant la ligne B



c) le rabattement suivant la ligne c

Figure 5.3: L'évolution du rabattement au puits et dans les piézomètres suivant les 3 lignes (Tinet A.J 2011)

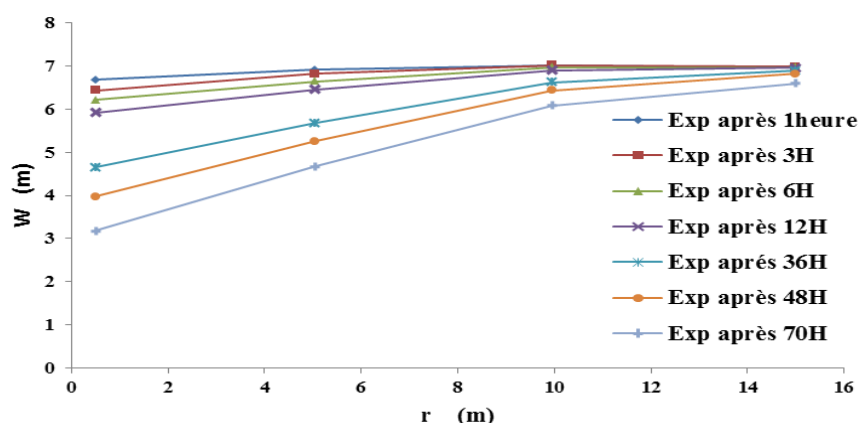


Figure 5.4: Evolution de la table de l'eau avec le temps dans le cas du pompage suivant la ligne B

Les principaux résultats des essais de pompage de (Tinet A.J 2011) sont :

- le rabattement une diminution maximale de de 3,2 m du fond de la cellule ;
- Le rayon de l'influence durant l'essai est donc resté sans doute inférieur à 25 m ;
- les résultats expérimentaux démontrent un comportement globalement homogène en termes de pompage de lixiviat. (Tinet A.J 2011)

5.2.1.3. ESSAIS D'INJECTION

1. TECHNIQUES D'INJECTION ET PROCEDURES D'INJECTION

- Il existe trois procédés d'injection de liquide dans un massif de déchet (FNADE-Ademe, 2007; Haydar and Khire, 2007) :
 - Les puits verticaux ;
 - Les tranchées d'infiltration horizontales ;
 - Les banquettes drainantes.
- Les avantages et inconvénients de ces différents procédés sont décrits dans le tableau ci-dessous

Procédé	Avantages	Inconvénients
Puits verticaux	<ul style="list-style-type: none"> • Accès faciles au fond du massif • Impact moindre des tassements 	<ul style="list-style-type: none"> • Rayon d'action limité (quelques mètres) • Difficulté d'injection en haut du massif • Surface drainante limitée
Tranchées horizontales	<ul style="list-style-type: none"> • Bonne surface d'échange • Efficacité de l'injection tout le long de la tranchée 	<ul style="list-style-type: none"> • Sensibilité au tassement • Risque de colmatage élevé
Banquette d'infiltration	<ul style="list-style-type: none"> • Grande surface d'échange 	<ul style="list-style-type: none"> • Coût plus élevé

Tableau 5.2 : Avantages et inconvénients des procédés d'injections (FNADE-Ademe, 2007)

Par ailleurs, il n'existe pas, actuellement, de procédures et de techniques d'injection de lixiviat normalisées. Il est donc primordial de mieux comprendre le comportement des déchets en tant que milieu poreux lors de l'injection de liquide de façon à pouvoir, à terme, optimiser les techniques et procédures d'injection. Pour cela, des essais expérimentaux ont été réalisées (Tinet A.J 2011). La compréhension et la simulation numérique de ces expériences sont l'objet de ce chapitre.

Les quantités de liquide injectées sont dépendantes de l'état d'humidité initiale du déchet ainsi que du système d'injection et de la quantité de déchet. Les valeurs données dans la littérature peuvent donc être parfois difficiles à comparer.

Références	Débit	Recommandations
Khire and Mukherjee (2007)	0,01 m ³ .jr ⁻¹ par m ² de surface de cellule d'ISDND américaine en mode bioréacteur	
Haydar and Khire (2007)	de 1,1 à 3,6 m ³ .h ⁻¹ par mètre linéaire de tranchée d'injection	
Morris et al. (2003)	7,5 à 750 L.min ⁻¹ pour une injection dans des puits verticaux	
FNADE-Ademe (2007)	<ul style="list-style-type: none"> quelques dixièmes à quelques litres par jour et par tonne de déchet ; des fréquences d'injection allant de la semaine au mois. 	<ul style="list-style-type: none"> il est préférable de ne pas ou de peu injecter de liquide lors de la phase d'acidogènes pour éviter un choc acide (FNADE-Ademe, 2007) qui conduit à l'inhibition de la biodégradation ; il est conseillé de prévoir des périodes de repos et par conséquent il est préférable d'injecter avec un fort débit de manière alternative plutôt qu'à faible débit en continu

Tableau 5.3 : les débits recommandés par la littérature

2. PRESENTATION DE L'ESSAI D'INJECTION

- L'injection des lixiviats s'est faite grâce au même puit utilisé pour le pompage avec les neuf piézomètres installés suivant les trois lignes (A, B, C) ;
- Le niveau de lixiviat était uniforme dans les piézomètres à 9,5m du fond du casier ;
- Le lixiviat a été injecté à un débit 3.5m³ /h pendant 4h ;
- La relaxation de la surface piézométrique a été suivie pendant 22h. (Tinet A.J 2011)

3. RESULTATS EXPERIMENTAUX

L'évolution des niveaux piézométriques présentés sur la Figure 5.5 en termes de la montée du niveau de la nappe à partir du niveau initial de 9,5m semblent plutôt réguliers.

L'effet de l'injection étant de moins en moins sensible avec l'éloignement du puits. Ils constituent un bon point de comparaison pour le modèle numérique présenté par la suite. On peut noter que le caractère irrégulier du comportement aux puits est simplement lié à une longueur de tube d'injection un peu faible. Les éclaboussures durant l'injection ayant entraîné des problèmes de lecture avec la sonde de mesure du niveau d'eau. Ce comportement disparaît durant la phase de relaxation.

Le graphique ci-dessous la Figure 5.5 présente le niveau d'eau dans le puits mesuré lors de l'injection. Ce sont ces valeurs que nous allons comparer par la suite avec les résultats numériques.

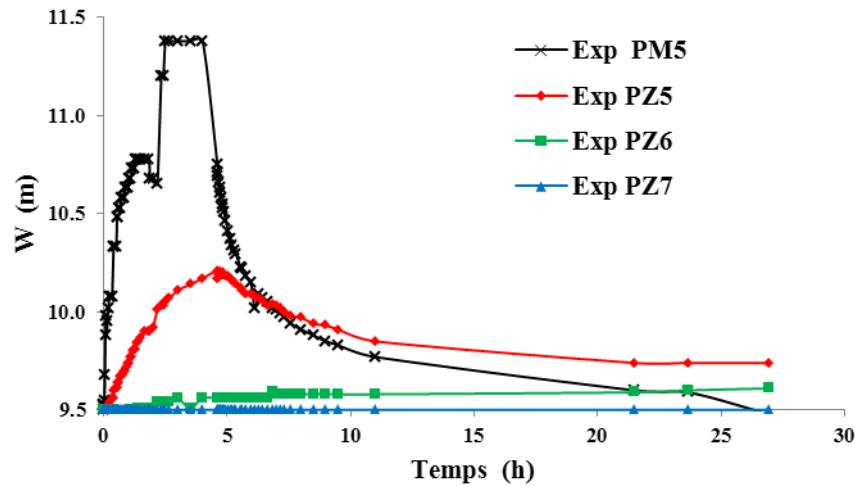


Figure 5.5: Essai d'injection - Évolution expérimentale de l'augmentation du niveau au puits et dans les piézomètres de la ligne B (Tinnet, 2011)

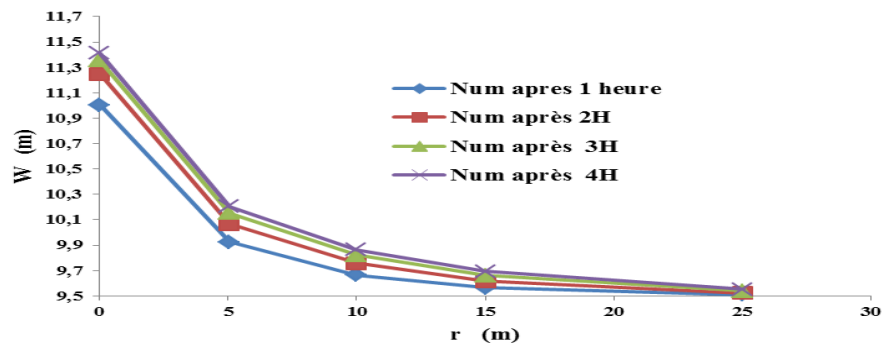


Figure 5.6: Evolution du niveau de la nappe avec le temps dans le cas de l'injection (Ligne B)

5.2.2. ANALYSE NUMÉRIQUE DE L'ESSAI DE POMPAGE ET D'INJECTION

5.2.2.1. PRÉSENTATION DU PROBLÈME NUMÉRIQUE

Pour modéliser le pompage et l'injection, nous avons utilisé le logiciel COMSOL Multiphysics 4.2a. COMSOL est un logiciel de simulation numérique basé sur la méthode des éléments finis. Il permet tout particulièrement de pouvoir coupler plusieurs phénomènes physiques. Par exemple, on peut décrire les écoulements en milieux poreux, tout en prenant en compte le transport de solutés (advection/dispersion). De manière générale, il permet de résoudre sur des géométries complexes un grand nombre d'EDP et/ou d'EDO pouvant être couplées entre elles.

5.2.2.2. DESCRIPTION DU MODÈLE

Un modèle numérique utilisant COMSOL Multiphysics 4.2a a été développé lors de cette étude. L'équation de Richards (Eq 5.1) a été utilisée pour la description de l'écoulement de lixiviat dans le massif du déchet. Cependant l'équation de Van Genuchten – Mualem (*van Genuchten, 1980; Mualem, 1976*) a été utilisée pour la description de la courbe de rétention et de la perméabilité relative:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\nabla K_s k_r (\nabla h + 1) \quad \text{Eq 5.1}$$

Où θ ($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$) est la teneur en humidité volumétrique, K_s (ms^{-1}) la conductivité hydraulique saturée, k_r (-) est la perméabilité relative et h (m) l'aspiration (la succion). On a modélisé la cellule

de l'ISDND par un domaine 2D axisymétrique de 50 m de rayon et 14 m de hauteur. Le puits est situé au centre du modèle et possède un rayon de 0.5 m. Le logiciel COMSOL permet de choisir plusieurs types de maillage (triangulaire, quadrangulaire, customisé...) et différentes tailles de mailles. Trois types de maillage sont prédéfinis : « general physics » (mailles assez grossières), « plasma » (mailles plus raffinées) et « fluid dynamics » (mailles fines). On peut également choisir la taille des mailles grâce au raffinement allant de « extremely coarse » à « extremely fine ». Dans notre cas, nous avons choisi un maillage « fluid dynamics » avec un raffinement « normal ». COMSOL permet également de raffiner le maillage à certains endroits où nous voulons un maximum de précision. Ainsi, le maillage utilisé pour notre simulation est un maillage axisymétrique à deux dimensions raffiné autour du puits (voir Figure 5.7). Nous avons rajouté une « boundary layer » sur la limite représentant le puits afin de mieux prendre en compte la zone présentant les vitesses les plus élevées.

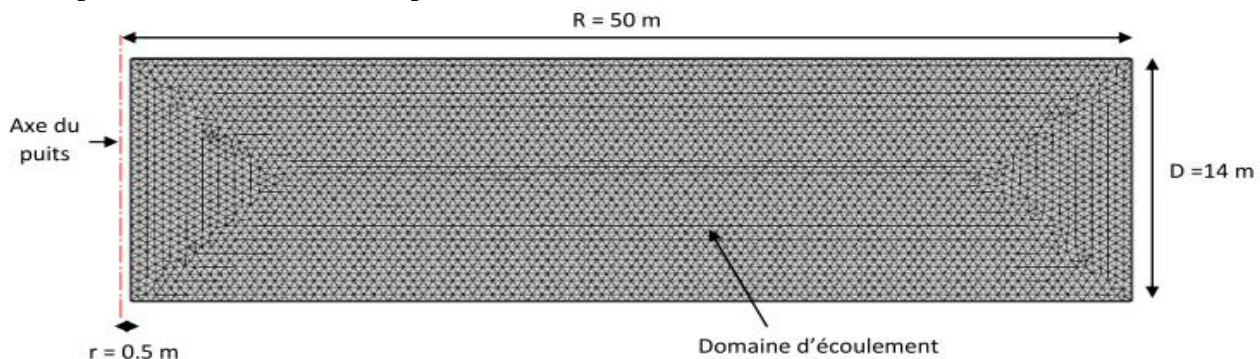


Figure 5.7: Maillage du domaine axisymétrique pour les simulations de pompage et d'injection

5.2.2.3. CONDITIONS INITIALES ET CONDITIONS LIMITES

Les opérations de pompage avaient été stoppées 15 jours avant chacune des campagnes expérimentales. On peut donc considérer que le toit de la nappe était horizontal au début de chaque expérience. Lors de l'injection, le niveau initial de la nappe de lixiviat était situé à 9.5 m tandis que lors du pompage, il était à 7 m.

L'ISDND étant imperméable sur les bords, on impose une condition de flux nul (condition de Neumann) en haut et en bas du domaine. Sur le bord droit, la même condition est appliquée pour représenter une condition à l'infini (insensible aux écoulements créés autour du puits). Cette condition s'écrit :

$$n \cdot \rho \cdot \frac{k}{\eta} (\nabla p + \rho g \nabla z) = 0 \quad \text{Eq 5.2}$$

Avec

- n : vecteur normale à la frontière ;
- ρ : masse volumique ($\text{kg} \cdot \text{m}^3$) ;
- p : pression (kPa) ;
- K : conductivité hydraulique ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$) ;
- η : viscosité dynamique (Pa.s) ;
- z : profondeur.

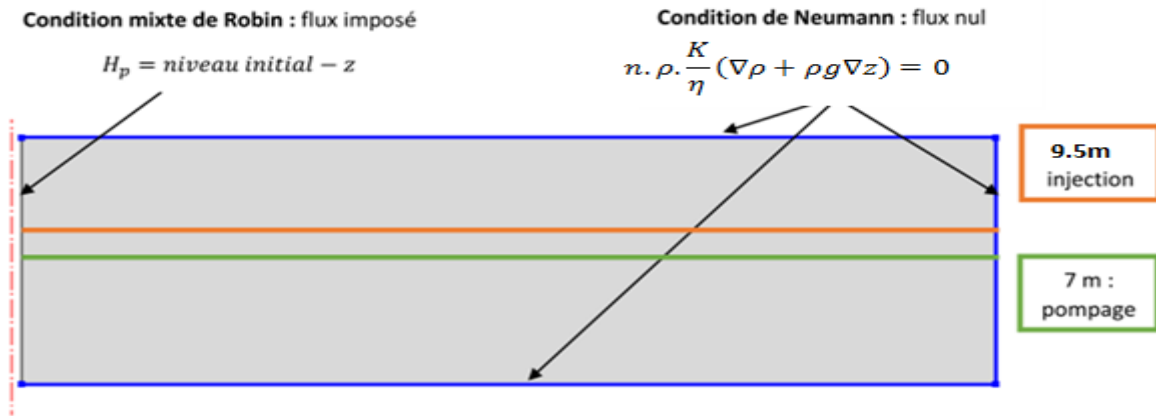


Figure 5.8 : Schéma de principe utilisé pour la modélisation

On applique une « pervious layer » sur la limite gauche du domaine, qui est une couche perméable correspondant à la couche de grave autour du puits. La condition limite qui s'en suit est une condition de flux imposé (condition mixte de Robin : Eq 5.3) (Figure 5.8). Cette condition prend en compte la valeur de la charge hydraulique dans le puits (Eq 5.4).

$$\vec{V}_r = -c_0(H - H_p) = -\frac{K_{gr}}{Lg_r}(H - H_p) \quad \text{Eq 5.3}$$

Avec

- C_0 : conductance de la grave hydraulique (s^{-1}) ;
- H : charge hydraulique (m) ;
- K_{gr} : conductivité hydraulique de la grave ($m.s^{-1}$) ;
- Lg_r : épaisseur de la couche de grave (m).

$$H_p(z) = w(t) - z \quad \text{Eq 5.4}$$

Avec

- $H_p(z)$: charge de pression (m) ;
- z : profondeur (m) ;
- $W(t)$: niveau d'eau dans le puits en fonction du temps (m).

Il est également important de noter que si le niveau d'eau est inférieur à la profondeur étudié, le flux est nul sur la limite gauche du domaine. De plus, les écoulements verticaux dans le massif drainant sont négligés.

A l'état initial, le niveau d'eau w vaut donc 9.5 m pour l'injection et 7 m pour le pompage. Le niveau w monte et descend au fil du temps en fonction du bilan de masse dans le puits par l'équation suivante (Eq 5.5) :

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{Q_w}{S} + \frac{2}{r} \int_0^z \vec{V}_r \cdot dz = 0 \quad \text{Eq 5.5}$$

Avec

- W : niveau d'eau dans le puits (m) ;
- Q_w : débit d'eau pompé ($m^3.s^{-1}$) ;
- S : surface du puits (m^2) ;
- \vec{V}_r : vitesse de Darcy selon \vec{r} ($m.s^{-1}$).

La condition de frontière est décrite en utilisant la conservation de la masse dans le puits comme une condition à la limite perméable (voir Eq 5.6).

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = -Q_{pumped} + Q_{lat} \quad \text{Eq 5.6}$$

Où V_w le volume de lixiviat dans le puits, Q_{pumped} le taux de pompage, comme illustré sur la Figure 5.9 et Q_{lat} le flux latéral de lixiviat des déchets tel que défini par l'Eq 5.7.

$$Q_{lat} = 2\pi r_w h_w \frac{K_{gr}}{L_{gr}} (h_w - h_l) \quad \text{Eq 5.7}$$

Où r_w (m) est le rayon du puits, h_l (m) le niveau de lixiviat dans les décharges autour du puits, h_w (m) le niveau de lixiviat dans le puits, K_{gr} (m.s^{-1}) conductivité hydraulique saturée de la couche du gravier et L_{gr} (m) est l'épaisseur de la couche du gravier.

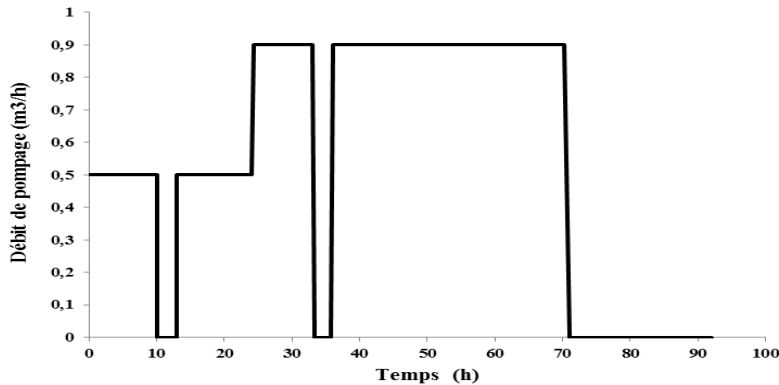


Figure 5.9: Evolution du taux de pompage avec le temps utilisé pour la simulation

5.2.2.4. LES PARAMETRES DU MODELE

Les paramètres utilisés pour le modèle numérique sont détaillés dans le tableau 5.4. Les paramètres de Van Genuchten α et M ainsi que les teneurs en humidité saturés et résiduelles ont été obtenus à partir de mesures expérimentales mises en œuvre dans un déchet compacté (Stoltz *et al*, 2012). La conductivité hydraulique du gravier saturé a été considéré comme plus faible que les valeurs génériques de la conductivité hydraulique du gravier saturé pour prendre en compte le colmatage de la couche de gravier.

Paramètres	Valeurs
Rayon du puits (m)	0.5
Profondeur du puits (m)	14
Epaisseur de la couche du gravier (m)	0.1
Conductivité hydraulique de la couche du gravier (m.s^{-1})	10^{-4}
Teneur en humidité saturé θ_s ($\text{m}^3.\text{m}^{-3}$)	0.45
Teneur en humidité résiduelle θ_R ($\text{m}^3.\text{m}^{-3}$)	0.3
Paramètre m de Van Genuchten (-)	0.25
Paramètre α de Van Genuchten (m^{-1})	0.6
Tortuosité (-)	0.5

Tableau 5.4: paramètres de modèle numérique

5.2.2.5. LA DEMARCHE DU CALCUL

Nous avons choisi de prendre la hauteur piézométrique H_p (charge de pression) comme donnée initiale. Le calcul s'effectue par le logiciel COMSOL selon l'organigramme suivant :

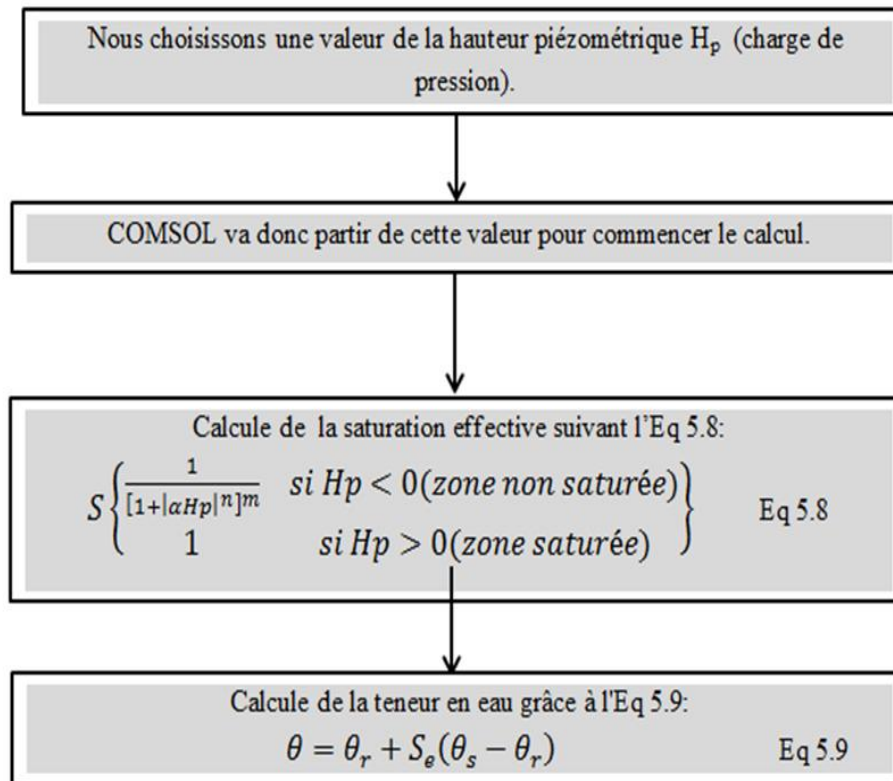


Figure 5.10: organigramme explique les étapes du calcul effectué par COMSOL

Ensuite la résolution de l'équation de Richards associée aux courbes de perméabilité relative et de rétention (Eq. 5.9) a été utilisé pour déterminer la variation de la teneur en eau dans le temps.

5.2.2.6. MODELE AVEC UNE PERMEABILITE VARIABLE AVEC LA PROFONDEUR

Stoltz *et al.* (2010a) ont montré que la perméabilité des déchets diminue avec la densité sèche et donc avec la profondeur. Par conséquent, la perméabilité saturée du domaine des déchets a été considéré comme une fonction de la hauteur suivant une courbe exponentielle (Eq 5.10).

$$K_s = K_0 * \exp\left(\frac{z-D}{L}\right) \quad \text{Eq 5.10}$$

Où K_0 [m.s^{-1}] est une conductivité hydraulique de référence correspondant au déchet sous la couverture, $D = 14\text{m}$ est l'épaisseur du massif et L [m] est un coefficient décrivant l'évolution avec la profondeur. Les coefficients K_0 et L sont utilisés comme paramètres de calage.

Le principal paramètre de calage du modèle est la conductivité hydraulique à saturation. Sans appliquer de méthode d'optimisation, des calages approximatifs ont été réalisés afin de reproduire les essais. Un modèle à perméabilité uniforme permet de représenter raisonnablement l'essai de pompage avec une conductivité hydraulique à saturation de $8.57 \cdot 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$. Pour le modèle de perméabilité stratifiée, les paramètres $K_0 = 2 \cdot 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$ et $L = 3,52 \text{ m}$ ont été retenus. La distribution de conductivité hydraulique avec la hauteur du massif est présentée sur la Figure 5.11.

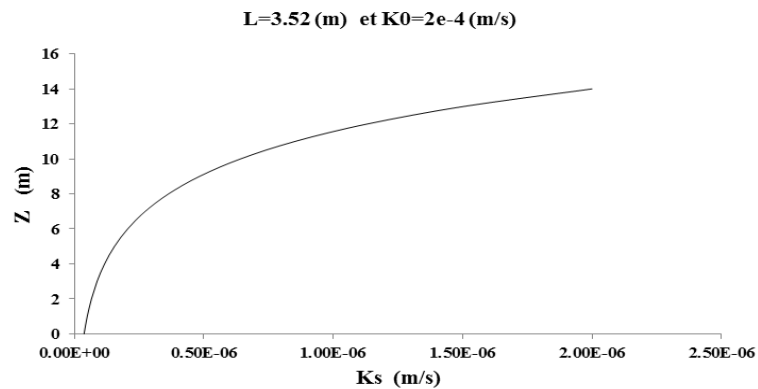


Figure 5.11: La conductivité hydraulique en fonction de la profondeur (pour $K_0=2.10^{-4}$ et $L= 3.52m$)

Nous avons étudié plusieurs couples de paramètres (K_0 , L) afin de déterminer lesquels correspondent le mieux aux résultats expérimentaux.

On peut donc déterminer les valeurs des conductivités hydrauliques du terrain en fonction de la profondeur :

Z	Ks
14	0,0002
13	0,00015054
12	0,00011331
11	8,5289E-05
10	6,4197E-05
9	4,8321E-05
8	3,6371E-05
7	2,7376E-05
6	2,0606E-05
5	1,551E-05
4	1,1675E-05
3	8,7874E-06
2	6,6143E-06
1	4,9785E-06
0	3,7473E-06

Tableau 5.5 : Valeurs de conductivité hydraulique K_s en fonction de la profondeur

La conductivité hydraulique saturée (ou la perméabilité) K_s est le paramètre clé caractérisant les MSW dans cette étude (Slimani et al 2016). La perméabilité des déchets diminue significativement avec la densité à sec et donc avec la profondeur. Par conséquent, la conductivité hydraulique saturée du domaine des déchets a été considéré comme une fonction de la hauteur de la cellule décharge (Eq 5.10).

Les résultats de la perméabilité calculée avec l'équation 5.10 (avec les valeurs des coefficients $K_0 = 2 \cdot 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$ et $L = 3,52$) ont été comparés avec les résultats expérimentaux effectués au laboratoire par Stoltz et al. (2010a, b) comme le montre la Figure. 5.12.

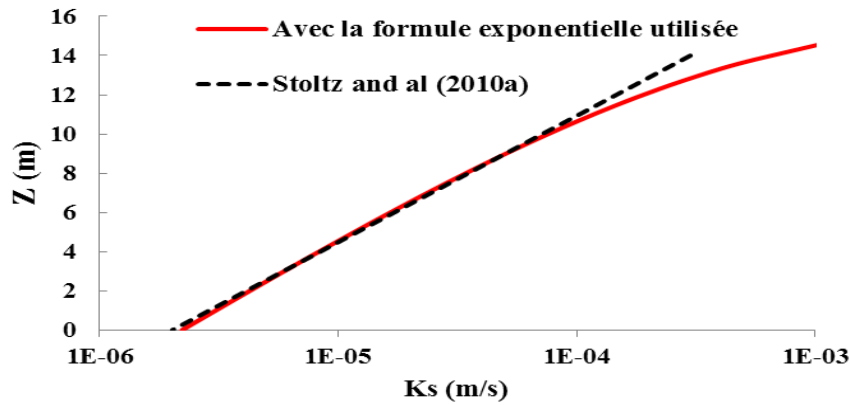


Figure 5.12: comparaison de la variation de conductivité hydraulique K_s avec la profondeur avec les résultats expérimentaux de Stoltz et al (2010a)

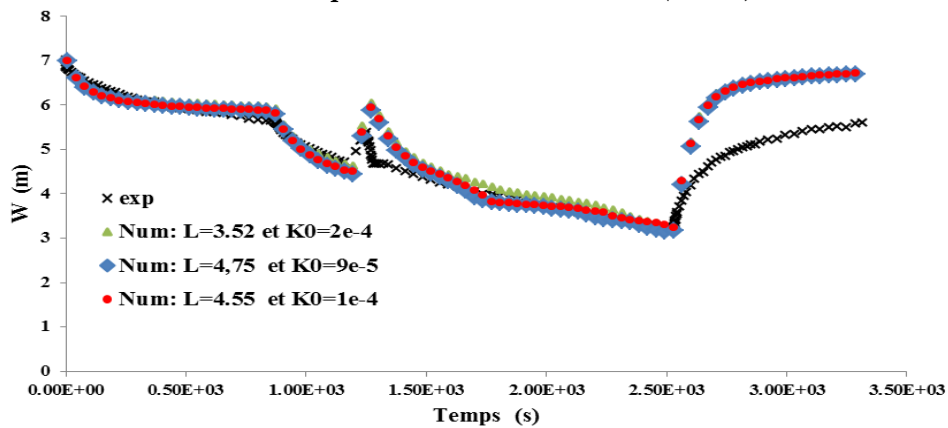


Figure 5.13 : Influence de la variation de K_s avec la profondeur sur le niveau de lixiviat dans le puits (pompage)

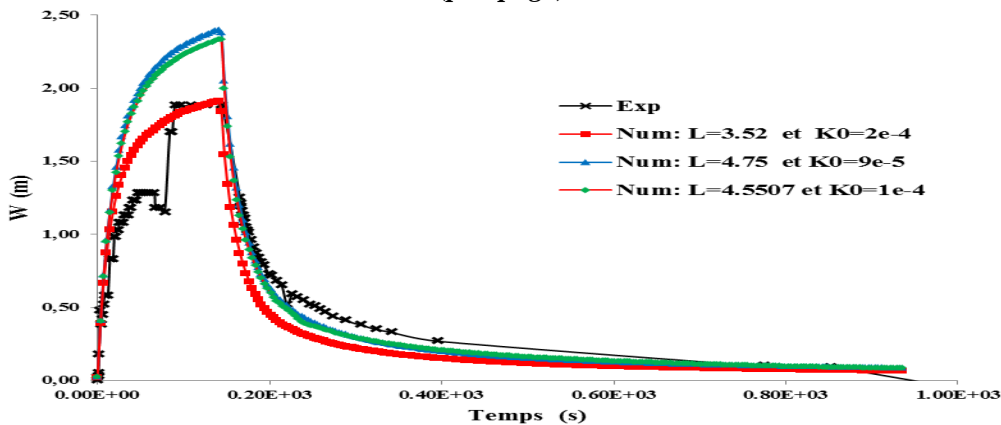


Figure 5.14: L'effet de la variation de K_s sur les valeurs de W (m) (injection)

l'introduction de la loi de variation de la conductivité hydraulique avec la profondeur nous a permis de mieux représenter la diminution du niveau de lixiviat dans le puits lors du pompage (Figure 5.13), ainsi que de la montée lors de l'injection (Figure 5.14). Cependant, cela n'explique pas certaines remontées (respectivement les descentes) trop rapides du niveau de lixiviat dans le puits pour le pompage (respectivement pour l'injection). On remarque que plus la variation est forte avec la profondeur plus le modèle représente bien les opérations (de pompage et d'injection) comme le cas du couple ($K_0 = 2.10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$ et $L = 3.52 \text{ m}$) par rapport aux deux autres couples (K_0 et L) étudiés.

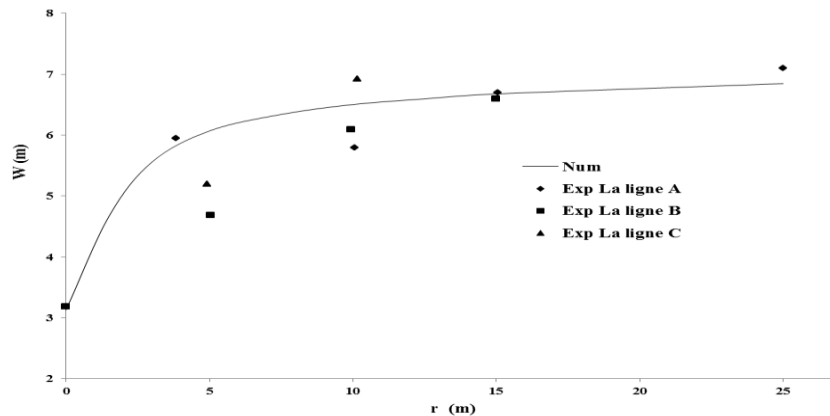
On choisira donc le couple $K_0 = 2.10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$ et $L = 3.52 \text{ m}$ qui correspond mieux aux deux résultats expérimentaux (pompage et injection).

5.3. RESULTATS ET DISCUSSION

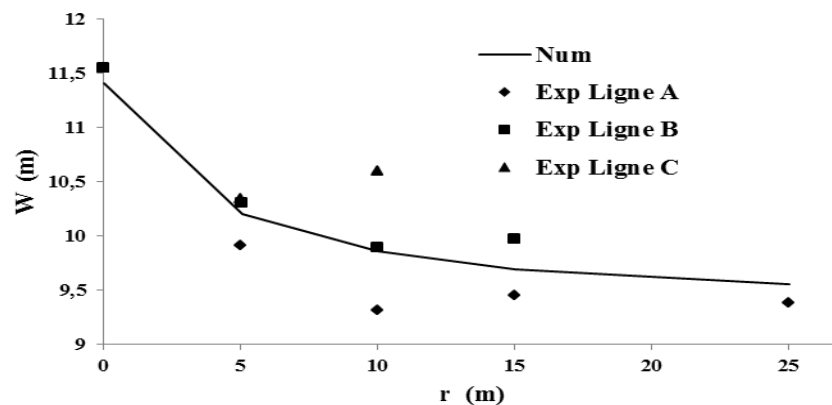
5.3.1. FORME DU NIVEAU DE LA NAPPE DE LIXIVIAT A LA FIN DES ESSAIS

La Figure 5.15(a) représente le profil de la nappe (la surface) de lixiviat pour les différents piézomètres au moment où le pompage est arrêté. Le profil simulé est supérieur aux valeurs expérimentales dérivées des piézomètres, mais la tendance générale est exacte.

Pour le cas d'injection on constate que le modèle simule bien le niveau de la surface de la nappe suivant la ligne B.



a- Pompage



b- l'injection

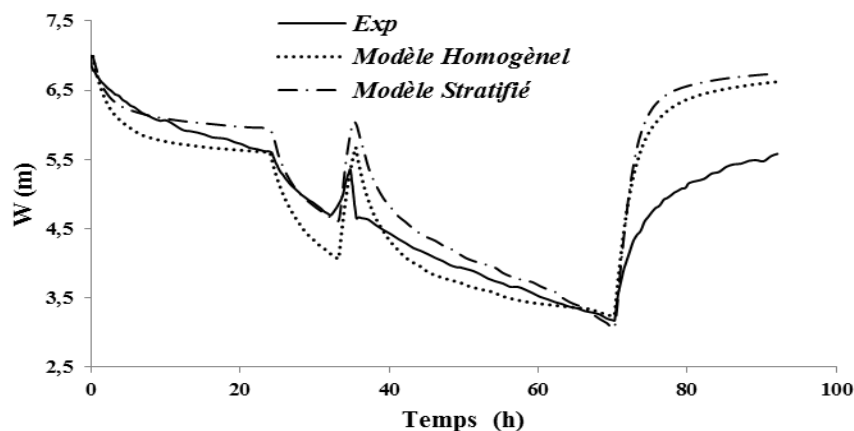
Figure 5.15: profile de la table le lixiviat a la fin du pompage et de l'injection

5.3.2. INFLUENCE DE LA STRATIFICATION VERTICALE DE LA PERMEABILITE

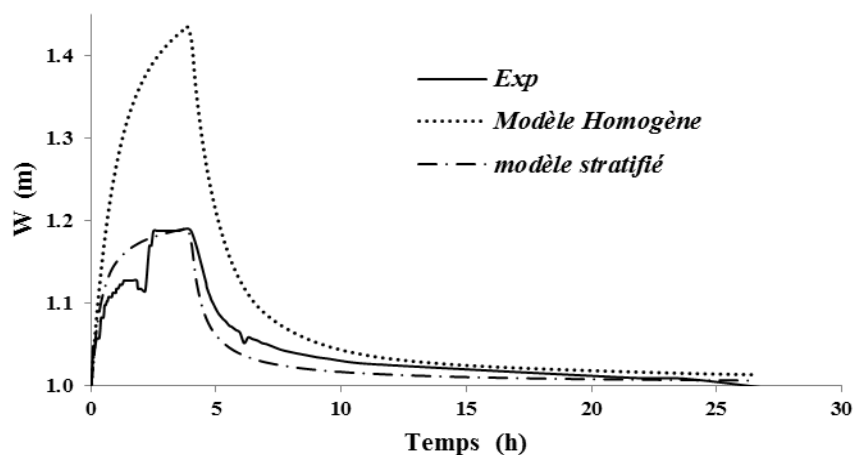
Figure 5.16(a) présente une comparaison entre l'évolution du niveau de lixiviat dans le puits durant l'essai de pompage avec les résultats des modèles à perméabilité uniforme et stratifiée.

En première lecture, les deux modèles permettent de restituer de façon relativement correcte les résultats expérimentaux. Cependant, durant les phases de pompage, la pente de la courbe de rabattement présente une décroissance notable au cours du temps qui diffère du comportement expérimental pour les deux simulations. Par contre, on peut noter une amélioration sensible dans la seconde phase de pompage pour le modèle stratifié.

Cet effet est directement lié à la diminution de la perméabilité en profondeur. En effet, lorsque le niveau de lixiviat diminue dans le puits, le cône de rabattement dans le déchet tend à solliciter des couches de moins en moins perméables. Cet effet est plus important que celui de l'augmentation du gradient hydraulique global qui intervient en même temps car la conductivité hydraulique varie de $2,7 \cdot 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$ à la côte de 7 m à $8,8 \cdot 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$ à la côte de 3 m, soit d'un facteur de 3 environ.



a. Essai de pompage,



b. Essai d'injection

Figure 5.16: Comparaison entre expérience et simulation pour le niveau de lixiviat au puits

Le modèle à perméabilité stratifiée permet de décrire de façon très satisfaisante l'essai d'injection alors que le modèle à perméabilité uniforme surestime de façon catastrophique la montée du niveau d'eau dans le puits Figure 5.16(b). L'essai d'injection sollicite des zones du massif de déchet présentant des conductivités hydrauliques beaucoup plus élevées que l'essai de pompage.

D'après les équations Eq. 5.4 et Eq 5.10, la conductivité hydraulique varie de $5,5 \cdot 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$ à la côte de 9,5m et $9,8 \cdot 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$ à la côte de 11.5m. L'opportunité exceptionnelle d'étudier ce type d'écoulement en sollicitant deux zones du massif séparées de plusieurs mètres met donc en évidence les répercussions sur site de la diminution de perméabilité avec la profondeur démontrée en laboratoire.

Toutefois, la remontée de la nappe n'a pas été parfaitement bien représentée par la simulation numérique. En effet, le modèle numérique prédit une remontée beaucoup plus rapide en comparaison avec le comportement observé expérimentalement.

5.3.3. IMPACTE DE LA VARIATION K_s EN FONCTION DE LA PROFONDEUR SUR UN POMPAGE STABILISE

Le flux de lixiviat transmis du déchet vers le puits tend à rester approximativement constant ce qui entraîne une diminution quasi-linéaire du niveau dans le puits au cours du temps lorsque le débit de pompage est constant. Dans la configuration de perméabilité uniforme, au contraire, le flux de lixiviat vers le puits tend à augmenter lorsque le cône de rabattement se creuse.

Dans cette section, les modèles homogènes et stratifiés sont utilisés pour simuler une situation de pompage à débit constant. Les déchets, les propriétés et le domaine de calcul présenté dans le tableau 5.4 sont utilisés. À l'état initial, le niveau de la nappe phréatique est à 7 m.

Un débit de pompage de $0,9 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$ est imposé. L'évolution du niveau du lixiviat dans le puits est présentée par la Fig 5.17.

Avec le modèle homogène, le taux de pompage tend à diminuer avec le temps. Le flux de lixiviat vers le puits tend à augmenter lorsque le cône du rabattement devient plus profond. Ensuite, le niveau de lixiviat dans le puits se stabilise car le flux de lixiviat venant du massif de déchet équilibre le débit de pompage.

Avec le modèle stratifié, un comportement similaire est observé pendant les 20 premières heures de pompage. Ensuite, une inflexion de la courbe de pompage se produit lorsque le cône du rabattement atteint des zones de faible perméabilité. En effet, les perméabilités les plus faibles se situent autour du puits dans la zone la plus profonde du cône de rabattement là où les vitesses d'écoulement sont les moins importantes.

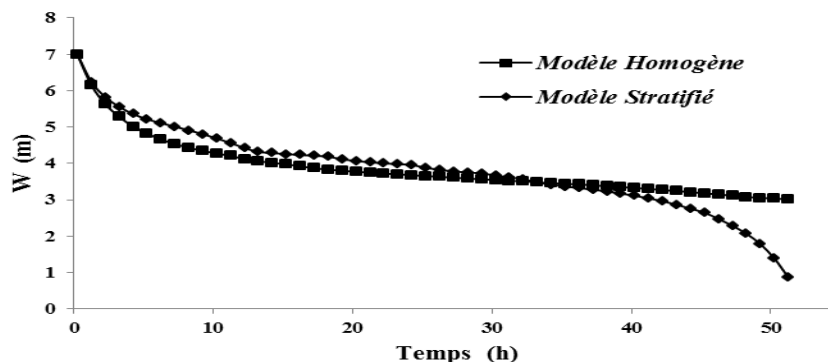


Figure 5.17: Impacte de la variation K_s en fonction de la profondeur sur un pompage stabilisé (Slimani et al, 2016)

5.3.4. LIMITATIONS DU MODELE ET PERSPECTIVES D'AMELIORATION

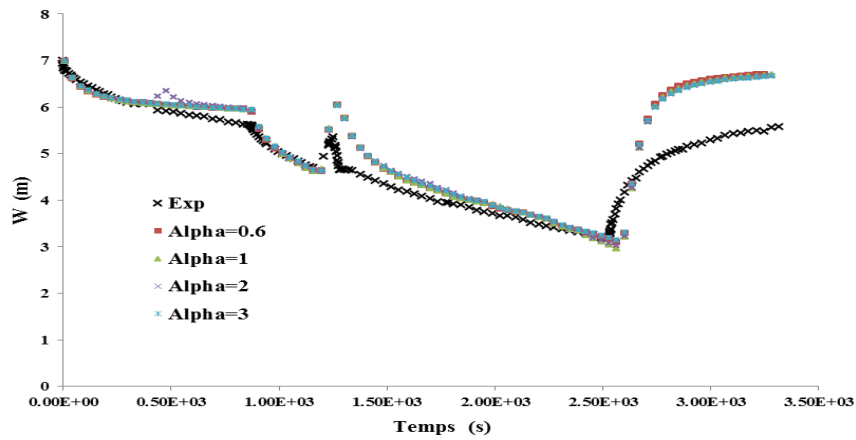
La figure 5.17(a) montre que le modèle numérique prédit une remontée rapide de la nappe du lixiviat durant le 2^{ém} arrêt et l'arrêt final de pompage. Cet écart entre modèle numérique et les résultats expérimentaux est dû au fait que le modèle de Richards néglige l'influence de la phase gazeuse. Le calcul numérique prédit une valeur beaucoup plus grande que celle de l'expérimentation sur le terrain. Cette différence peut être expliquée au moment où le pompage est arrêté, le volume (volume des vides) accessible à lixiviat devenu plus important, compte tenu du volume désaturé au cours de l'opération de pompage.

5.3.5. ETUDE PARAMETRIQUE

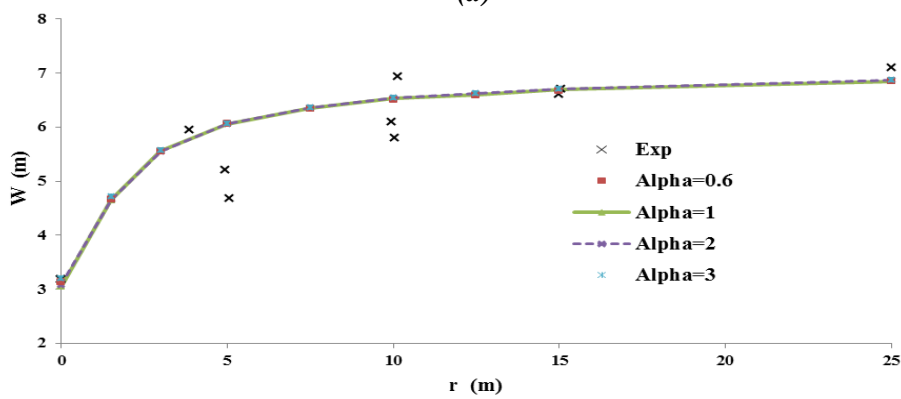
5.3.5.1. EFFET DES PARAMETRES DE RETENTION (VAN GENUCHTEN)

1. EFFET DU PARAMETRE α

a. Pompage



(a)



(b)

Figure 5.18: Effet du paramètre α (Van Genuchten) sur (a) le pompage de lixiviat (b) le niveau de la nappe de lixiviat

b. Injection

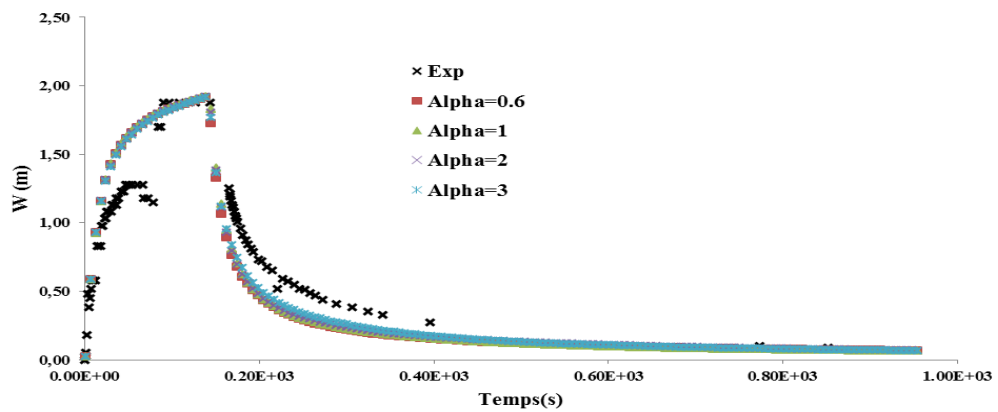
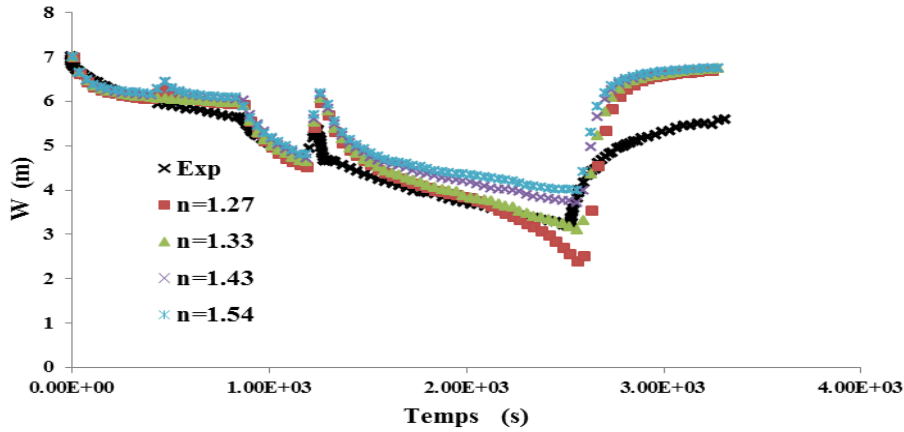


Figure 5.19: effet du paramétrique α sur l'injection

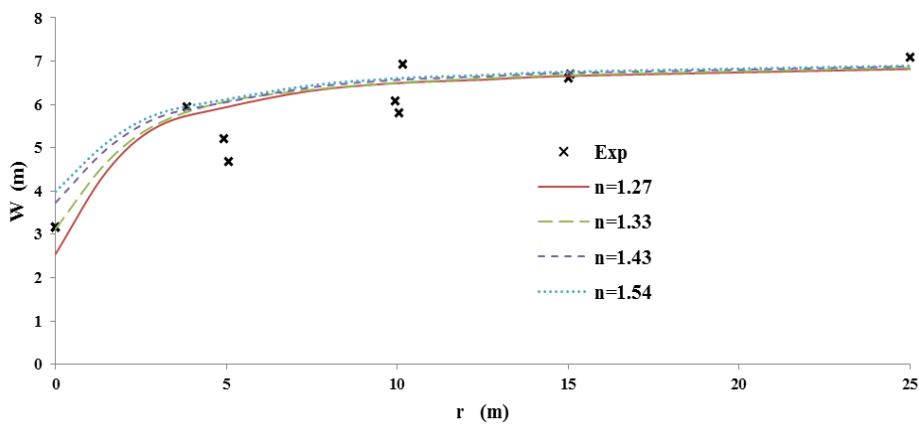
On analysant les figures 5.18(a) et 5.19, on remarque que le paramètre α a une très faible influence sur le rabattement de la nappe dans la gamme des valeurs étudiées. La valeur de $\alpha = 0.6$ (la valeur de base) convient le mieux à la fois pour le pompage et l'injection.

2. EFFET DU PARAMETRE m

a. Pompage



(a)



(b)

Figure 5.20: Effet du paramètre m (Van Genuchten) sur (a) le pompage de lixiviat (b) le niveau de la nappe de lixiviat

b. Injection

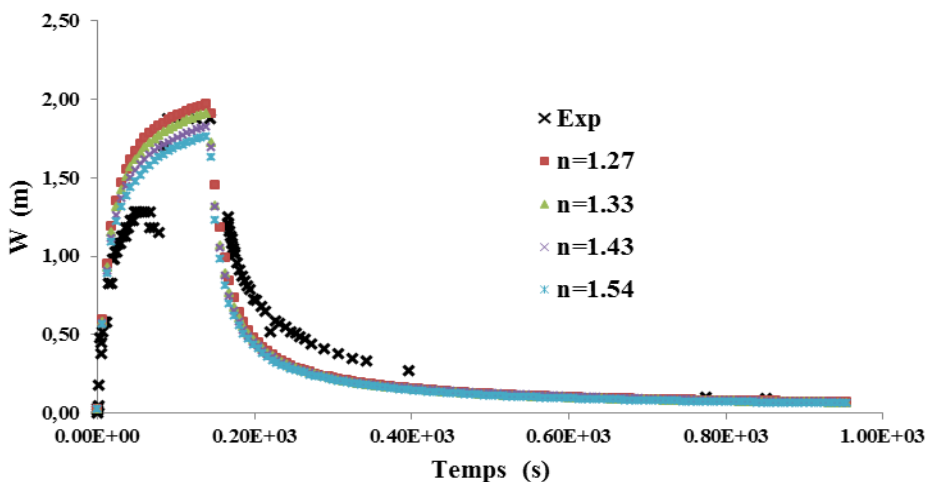
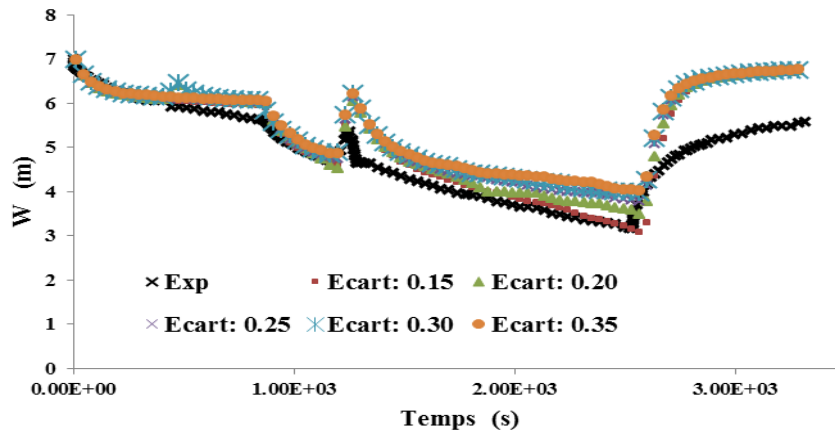


Figure 5.21 : Effet paramétrique m sur l'injection

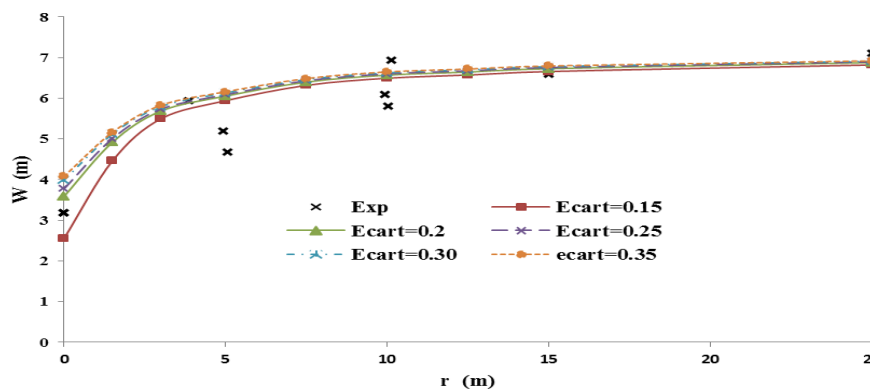
Le paramètre m a plus d'influence sur le niveau d'eau dans le puits. Plus il est fort, plus le terrain fournit de l'eau pour le pompage, et plus le terrain a tendance à absorber l'eau dans le cas de l'injection. D'après cette étude, c'est la valeur $m = 1.33$ (valeur de base) qui convient le mieux.

3. ETUDE PARAMETRIQUE SUR L'ECART ENTRE θ_R ET θ_S

a. Pompage



(a)



(b)

Figure 5.22: La variation de W avec la variation de l'écart entre θ_s et θ_r dans les essais de pompage

b. Injection

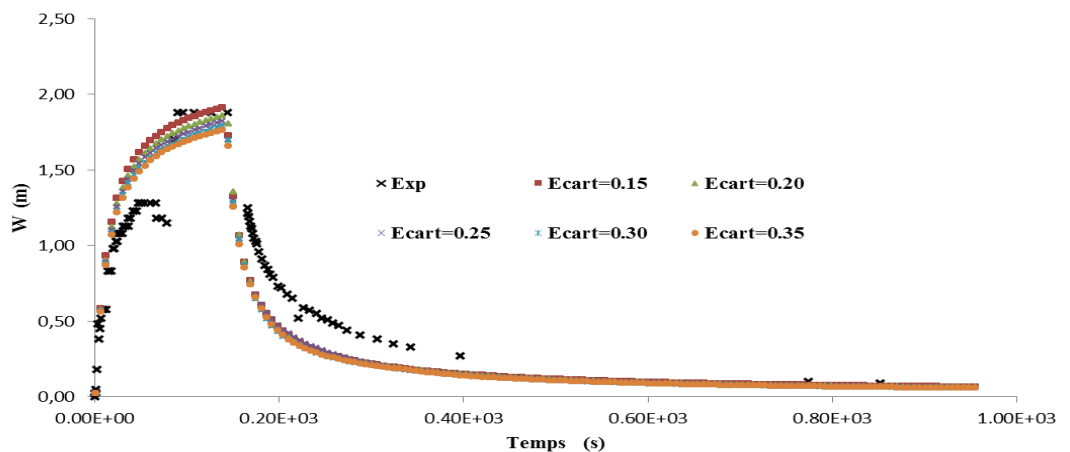


Figure 5.23: La variation de W avec la variation de l'écart entre θ_s et θ_r dans les essais d'injection

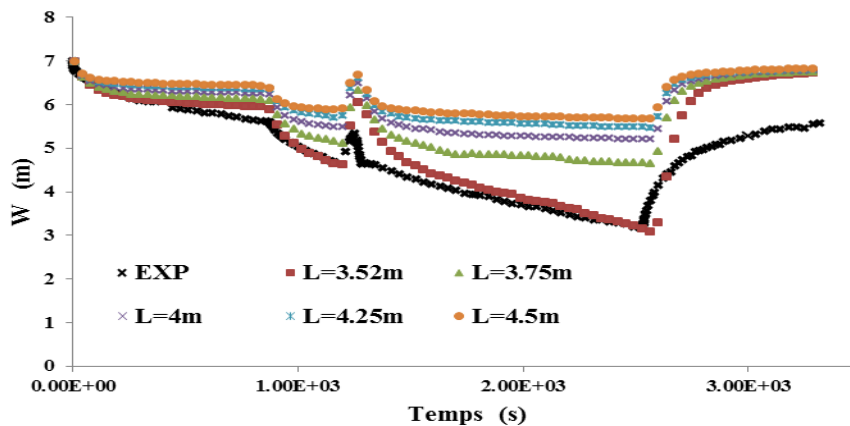
L'écart entre θ_r et θ_s a également une forte influence sur les résultats (figure 5.22 et figure 5.23). On remarque que plus l'écart est fort, plus le terrain fournit de l'eau au puits. L'écart entre ces deux valeurs qui convient le mieux est un écart de 0,15. On prendra donc une teneur en eau à saturation égale à 0.45 ($\theta_s = 0.45$) et une teneur en eau résiduelle égale à 0.3 ($\theta_r = 0.3$).

Les courbes indiquent, que les paramètres de rétention α et m ont peu d'impact sur le rabattement de la nappe dans la gamme de valeurs étudiée. Les paramètres de rétention α et m sont des caractéristiques de la zone non saturée. Ils décrivent, entre autres, la capacité de celle-ci à compenser le rabattement de la nappe. Plus le volume des pores permettant un écoulement rapide dans la zone non saturée est grand, plus la compensation de l'effet du pompage sur la nappe sera importante et dès lors plus le rabattement sera faible.

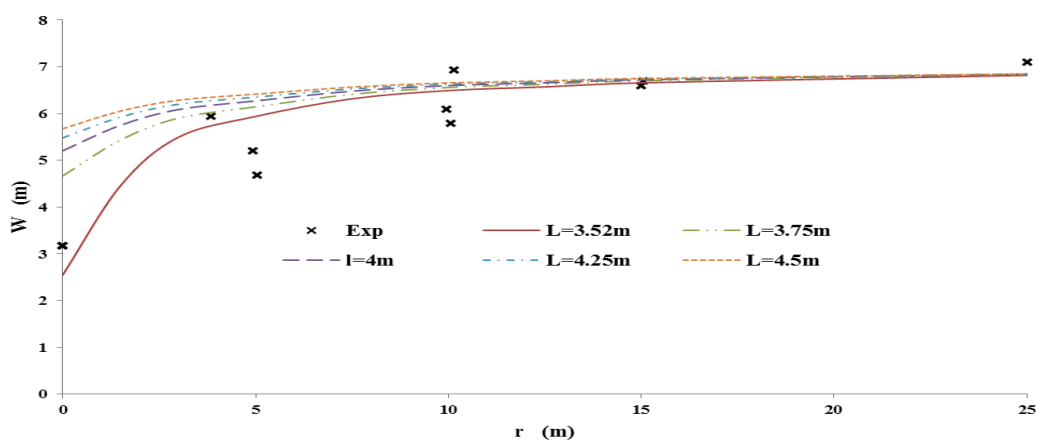
5.3.5.2. EFFET DE LA VARIATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE A SATURATION AVEC LA PROFONDEUR

1. EFFET DU PARAMETRE L

a. Pompage



(a)



(b)

Figure 5.24: La variation de W avec la variation du paramétrique L dans les essais de pompage

b. Injection

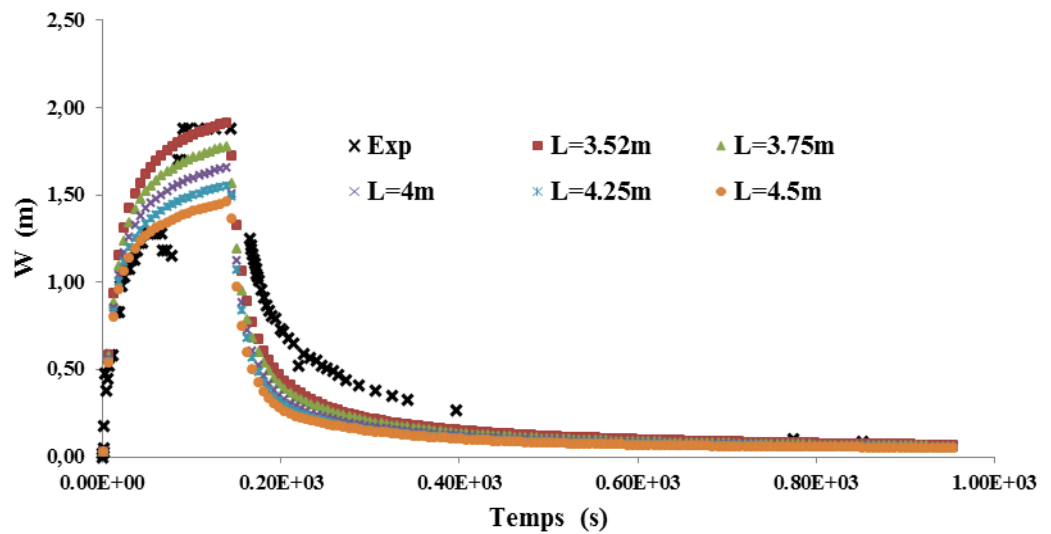
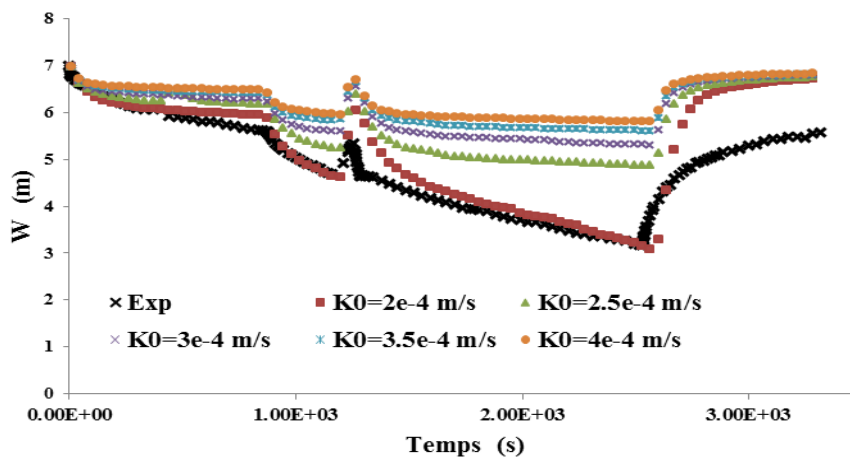


Figure 5.25: La variation de W avec la variation du paramétrique L dans les essais d'injection

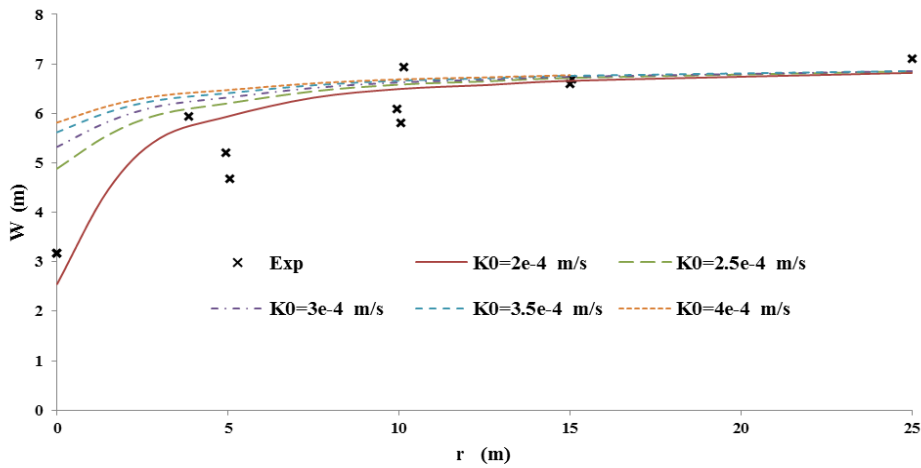
En utilisant l'Eq 5.10 (conductivité hydraulique en fonction de la profondeur) on constate que plus L est faible, plus la variation de la conductivité hydraulique à saturation est forte avec la profondeur. Lorsque L est élevé, la nappe de lixiviat est toujours au-dessus des zones de conductivité hydraulique faible et par conséquent, comme indiqué lors de l'étude de l'effet de K_0 , il y a un rabattement faible. Lorsque L est plus important, la conductivité hydraulique en haut de la nappe est plus faible, de plus lorsque celle-ci se rabat, elle atteint des zones de conductivité inférieure. Par conséquent, non seulement le rabattement est plus important mais il se stabilise plus difficilement de part la variation des propriétés hydriques avec la hauteur. Par ailleurs, comme indiqué, l'effet est d'autant plus important que l'on se rapproche des puits.

2. EFFET DU PARAMETRE K_0

a. Pompage



(a)



(b)

Figure 5.26: La variation de W avec la variation du paramétrique K_0 dans les essais de pompage

b. Injection

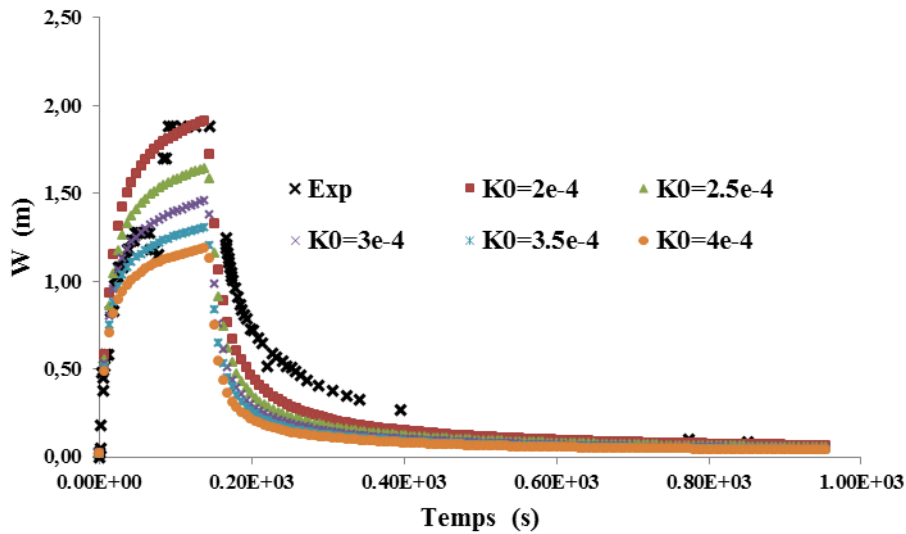


Figure 5.27: La variation de W avec la variation du paramétrique K_0 dans les essais d'injection

Comme on peut l'observer, plus la conductivité hydraulique à saturation est faible plus la nappe descend rapidement. On remarque cependant que le niveau final de la nappe, à la fin de la remontée est bien identique quelle que soit la valeur de K_0 . En effet une conductivité hydraulique faible a le même effet sur le matériau qu'un débit de pompage élevé. Par conséquent, le volume d'eau sollicité dans la zone non saturée, est plus faible quand la conductivité hydraulique est faible pour un débit de pompage donné.

Le niveau de la nappe descend plus rapidement et ce d'autant plus que l'on est proche du puits. Au contraire, une conductivité hydraulique à saturation élevée permet une sollicitation de l'eau dans la zone non saturée plus importante et donc, de manière similaire à un débit de pompage faible, une descente de la nappe plus faible.

5.4. CONCLUSION

Les essais de pompage et d'injection réalisés par (*Tinet A.J 2011*) au laboratoire LTHE ont été utilisés pour valider et développer un modèle numérique basé sur l'équation de Richards. Le modèle numérique développé a été utilisé pour prédire l'évolution la nappe de lixiviat avec le temps dans le cas du pompage et de l'injection. Une étude paramétrique a été effectuée pour étudier l'impact de certains paramètres tels que la conductivité hydraulique à saturation, sa variation avec la hauteur, et certaines paramètres de rétention sur l'évolution la nappe de lixiviat. On constate, que le modèle de Richards surestime la phase de remontée dans le cas d'arrêt de l'opération de pompage et le modèle prédit une remontée nettement supérieure aux résultats expérimentaux ainsi qu'une cinétique beaucoup plus rapide.

CHAPITRE N°VI :
ETAT DE L'ART SUR LE COMPORTEMENT
MECANIQUE DU MATERIAU DECHET

CHAPITRE N°VI :

ÉTAT DE L'ART SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DU MATERIAU DECHET

6.1. INTRODUCTION

La prédiction du tassement dans les DSM a une importance en vue de déterminer la stabilité des installations et des équipements dans le déchet (par exemple, les tuyaux de collecte de gaz, tuyaux de collecte de lixiviats, etc.) et de bien optimiser et planifier la conception de la phase post-fermeture de l'installation. Les méthodes de calcul du tassement nécessitent la connaissance des propriétés mécaniques de DSM tels que le poids volumique, les paramètres de résistance au cisaillement, et paramètres de compressibilité (les rapports de compression et de recompression, et les taux de compression secondaire). Malgré la composition hétérogène, plusieurs études ont tenté de quantifier les propriétés mécanique de DSM basés sur les programmes des essais au laboratoire et sur champ ainsi que de back-analyse (ou analyse inverse) (*Kavazanjian et Matasovic, 1995; Zekkos, 2005*). Le comportement de DSM vis-à-vis la force de compression a attiré l'attention de plusieurs chercheurs. Par exemple, *Yen et Scanlon (1975); Edil et al. (1990); Clark et Landva (1990); Grisolia et al (1991); Gabr et Valero (1995); Park et Lee (1997); Ling et al. (1998); Sivakumar Babu (1999); El-Fadel et Houry (2000); Park et al. (2002, 2007), Marques et al (2003); Oweis (2006) et Reddy et al (2009a, b)* et différentes approches sont proposées pour prédire la déformation immédiate et /ou la déformation en fonction du temps sous une charge. *Marques et al (2003)* ont présenté un modèle composite, considérant trois mécanismes : Compression instantanée due à la réponse à la charge appliquée, le fluage mécanique secondaire, et la décomposition biologique en fonction du temps. Ils ont proposé un modèle composé de cinq paramètres tels que l'indice de vides, les coefficients de la compression et les constantes de vitesse pour les deux fluages mécanique et due à la biodégradation, pour prévoir le tassement des DSM. *Singh et Murphy (1990); et Jessberger Kockel (1993); Kava-zanjian et Matasovic (1995); Manassero et al. (1996); Sivakumar Babu (1998); Vilar et Carvalho (2002); Zekkos (2005) et Reddy et al. (2009a, b)* ont étudié le comportement mécanique de DSM. Un modèle constitutif est proposé par *Babu Sivakumar et al, (2010a, b)* pour décrire le comportement contrainte-déformation des déchets solides municipaux (DSM) sous chargement en utilisant le cadre d'état critique de la mécanique des sols. Le modèle de Cam Clay modifié est étendu pour intégrer les effets du fluage mécanique et de la biodégradation en fonction du temps pour calculer le tassement totale sous une charge. Les paramètres du modèle sont déterminés par une série des essais triaxiaux de consolidation non drainé menés sur trois types de DSM: (a) frais de DSM obtenu à partir de la phase de remplissage, (b) les déchets extrait d'une installation après 1,5 années de dégradation, et (c) DSM synthétique avec composition contrôlée.

6.2. TASSEMENTS

Le déchet est un matériau déformable, les tassements totaux peuvent atteindre de 25% à 50% de la hauteur initiale du massif (*Wall and Zeiss, 1995*). Les intérêts de l'étude des tassements sont les suivants (*Olivier, 2003*) :

- Intérêt environnemental et sécuritaire : Impact sur la pose et la pérennité des couvertures, efficacité du captage de biogaz, stabilité des talus ... ;

- Intérêt économique : Prévion de la capacité de stockage d'une installation et optimisation de la durée d'exploitation.

Le comportement mécanique d'un massif de déchet peut être envisagé en deux étapes :

- Une phase d'exploitation ($t < t_c$): cette période correspond à la phase de construction du massif considéré. Les couches de déchet sont alors soumises à une surcharge croissante jusqu'à une hauteur $H(t_c)$ fixée par arrêté préfectoral. A cette phase d'exploitation correspond une durée très variable de quelques semaines à quelques années.
- Une phase de post-exploitation ($t > t_c$): le massif de déchet étant confiné avec sa barrière de couverture définitive, les surcharges appliquées sur chacune des couches de déchet sont considérées constantes. La dégradation du déchet se poursuit.

Plusieurs facteurs peuvent influencer la valeur et la cinétique de tassement:

- Le type de déchet ;
- La teneur en liquide ;
- La teneur en matières organiques ;
- La masse volumique humide ;
- La compressibilité ;
- L'état de dégradation ;
- La gestion de l'ISDND (prétraitement, remplissage, compactage, humidification...) (Elagroudy, 2008).

6.2.1. DEFINITIONS

Le tassement est défini comme étant la contraction verticale d'une couche élémentaire de déchets (Thomas, 2000). Le suivi et l'étude des tassements des déchets sont, généralement, réalisés dans des oedomètres, cylindres dont le plateau supérieur et/ou la base peuvent se déplacer, mais les parois latérales sont fixes. Les variations de volume dues au tassement seront donc directement traduites en variation de hauteur de couche de déchet.

Les tassements des déchets peuvent être subdivisés schématiquement en cinq catégories (Sowers, 1973) ; Thomas, 2000) :

- Actions mécaniques

L'application de surcharges entraîne un réarrangement, une distorsion et une réorientation des divers composants du déchet. Comme aussi ces phénomènes peuvent se prolonger à surcharge constante au cours de longues périodes (fluage mécanique);

- Actions biochimiques

La décomposition (aérobie et anaérobie) de la matière organique du déchet entraîne perte de masse solide. Cette perte de masse solide qui se transforme en liquide ou en gaz est accompagnée d'un tassement à moyen et long terme ;

- Actions de la percolation et du tamisage

En outre, de la perte de masse qui accompagne la biodégradation du déchet, une diminution de la taille caractéristique des constituants du déchet est constatée. Cela entraîne un tamisage des particules dégradées au travers des macropores ;

- Actions physico-chimiques

Il s'agit essentiellement de la corrosion, de l'oxydation et de la combustion. C'est un processus très long et donc encore méconnu ;

- Interactions

Les différentes actions présentées précédemment ont pour caractéristique d'interférer entre elles, ce qui accentue les phénomènes de tassement.

6.2.2. LES PHASES DU TASSEMENT DANS LE MATERIAU DECHET

On décompose le tassement des déchets en plusieurs phases. L'approche la plus classique citée dans la littérature considère trois principales phases (*Sowers, 1973 ; Wall et Zeiss, 1995 ; Durmusoglu et al, 2005*) :

- **Tassement instantané ou initial:** est liée à la réponse rapide du déchet à son poids propre ou à une surcharge appliquée en haut de colonne (due à un compactage, remplissage, ou à une construction sur le site) ;
- **Tassement primaire :** suivant son humidité et son état de contrainte le déchet peut réessuyer une partie de liquide. cette phase serait la conséquence de la dissipation des sous-pressions des liquides et du gaz dans le déchet par analogie avec la consolidation des sols. Sous l'action d'une surcharge extérieure, les éléments fortement déformables (papier, textiles, plastiques en feuilles) et dégradables (substance organique) produiront une diminution substantielle du volume initial du massif de déchet. Pendant cette phase, les éléments inertes subissent de grandes déformations et ils tendent à se disposer selon une structure quasi définitive (*Grisolia, 1995*). Elle intervient assez rapidement, dans les premières semaines suivant le dépôt du déchet (*Sowers, 1973 ; El-Fadel et Houry, 2000*) d'une durée de 1 à 3 mois ;
- **Tassement secondaire :** cette phase correspond à un fluage du squelette, de la structure porteuse du massif de déchet, à des réarrangements lents, et à une perte de masse par biodégradation des déchets organiques. ce tassement a deux composantes
 - a) Une composante mécanique de fluage : le chargement du déchet à contrainte constante provoque des modifications de la structure à l'échelle microscopique (des glissements, rapprochements, effondrements) ce qui entraîne une déformation prolongée dans le temps. Le fluage mécanique est souvent associé à une fatigue du matériau ou un écoulement dans le temps.
 - b) Une composante du tassement secondaire biochimique : les processus de biodégradation conduisent à une perte de masse solide. Par ailleurs, la biodégradation change la composition du déchet et sa granulométrie. Ceci provoque de nouvelles réorganisations des particules solides.

Grisolia et al. (1995) séparent la phase de tassement secondaire en trois sous-phases (tassement secondaire intermédiaire surtout dû à une première phase de fluage, tassement secondaire supplémentaire dû à la surimposition d'une cinétique de biodégradation, tassement secondaire résiduel induit par la déformation résiduelle du déchet, due à la réorientation mécanique retardée, la biodégradation étant terminée) (La Figure 6.1).

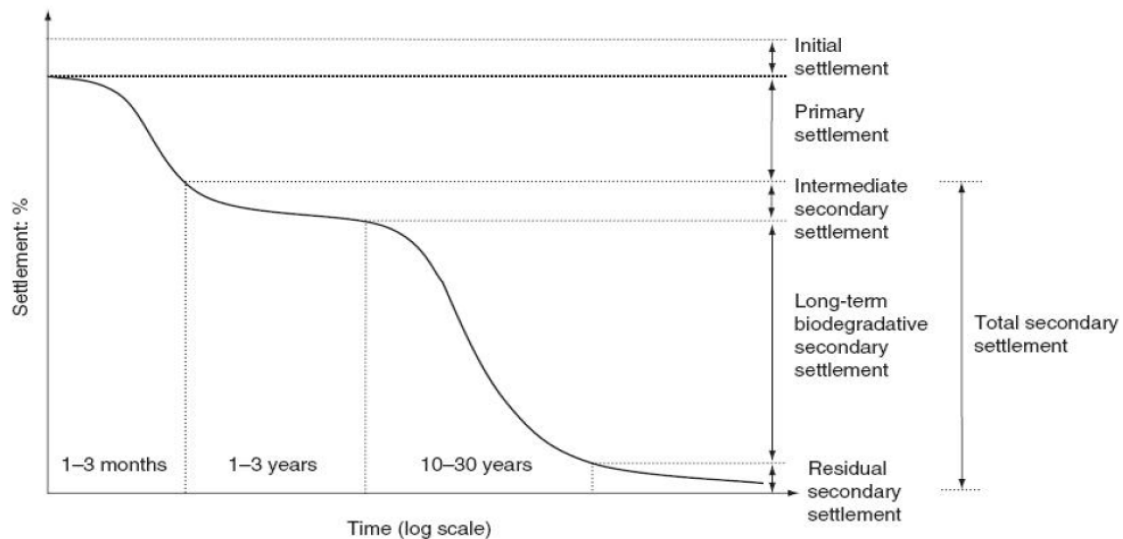


Figure 6.1: phases du tassement d'une couche de déchet en fonction du temps d'après l'approche de Grisolia et al (1995).

La distinction faite entre tassement instantané et tassement primaire n'est pas aisée, surtout que les mesures de tassement immédiat sont, dans la pratique, quasi impossibles à réaliser. Donc la présentation du tassement se résume donc, à deux phases : une phase de tassement primaire et une phase de tassement secondaire. Ce choix a également été fait par de nombreux autres auteurs qui incluent le tassement immédiat dans l'expression du tassement primaire (par exemple Olivier, 2003 ; Dixon et Jones, 2005 ; Ivanova et al, 2008 ; Hettiarachchi et al, 2009 ; Powrie et al, 2009).

6.2.3. MODELISATION DU TASSEMENT DES DECHETS

Le premier qui a tenté de modéliser le tassement c'est bien Sowers (1973). Il considère les déchets comme des sols compressibles (exemple les tourbeux), qui présentent un fort tassement primaire suivi d'un tassement secondaire d'ampleur comparable (Hettiarachchi et al, 2009).

On présente dans ce qui suit les différents modèles de prédiction des tassements des déchets :

6.2.3. 1. MODELES MECANIKES

1. MODELES DE BUISMAN (1936) ET TERZAGHI (1943)

Les lois de consolidation des sols en particulier de Buisman et Terzaghi sont la base de l'étude du comportement mécanique des déchets. On réalisant les essais œnométriques la sollicitation étant représentée par une contrainte verticale σ_v .

Il est important de définir préalablement la notion de la contrainte effective σ' , appliquée au squelette solide. Bishop (1959) défini la contrainte totale σ comme étant la somme de la contrainte du squelette solide σ' et la contrainte reprise par les pressions des fluides (du gaz= P_g et du liquide P_l):

$$\sigma = \sigma' + P_g + \chi(P_l - P_g) \quad \text{Eq 6.1}$$

Avec χ un paramètre lié au degré de saturation.

La reprise progressive de la contrainte totale par le squelette dans les sols fins est évoluée progressivement avec la diminution de la pression. Dans les sols grenus et drainés, la surpression interstitielle est nulle et $\sigma' = \sigma$. Dans la plupart des cas cette condition est applicable aux déchets.

Une présentation plus détaillée des différents modèles pourra être trouvée dans *Thomas (2000) et Olivier (2003)* par exemple.

Terzaghi (1943) a proposé une formulation pour le calcul du tassement primaire ε_1 d'une couche élémentaire du sol par la relation suivante :

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta h_1}{h_0} = C_R \log \left[\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \right] \quad \text{Eq 6.2}$$

Avec

Δh_1 est la variation de hauteur due au tassement primaire (m) ;

h_0 est la hauteur initiale sous la contrainte σ'_0 (m),

C_R est le coefficient de compression primaire (-),

σ'_0 la contrainte effective de préconsolidation due au compactage (kPa)

$\Delta \sigma'_0$ l'accroissement de contrainte résultant de la mise en place de la surcharge.

Buisman (1936) propose une relation logarithmique pour le calcul du tassement secondaire ε_2 en fonction du temps:

$$\varepsilon_2 = \frac{\Delta h_2}{h_1} = C_{\alpha\varepsilon} \log \left[\frac{t}{t_1} \right] \quad \text{Eq 6.3}$$

Avec

Δh_2 est la variation de hauteur due au tassement secondaire (m),

$C_{\alpha\varepsilon}$ est le coefficient de compression secondaire (-),

t est le temps (jours)

t_1 est le temps correspondant à la fin de la consolidation primaire, où l'épaisseur de la couche de sol vaut h_1 .

Les coefficients C_R , et $C_{\alpha\varepsilon}$ sont des caractéristiques intrinsèques du milieu étudié et de la charge appliquée (*Olivier, 2003 ; Powrie et al, 2009*).

2. MODELE DE SOWERS (1973) ADAPTE AUX DECHETS

Sowers (1973) a été l'un des premiers à proposer une transposition des lois de comportement des sols compressibles aux déchets. La méthode de prédiction de *Sowers (1973)* reste le modèle le plus utilisé dans la littérature à cause de sa formulation simple et le nombre réduit des paramètres à introduire. De plus, ses coefficients peuvent être déduits de l'observation d'une colonne de déchet pendant une période réduite avec pour objectif une prédiction à plus long terme.

Sowers (1973) se base sur le comportement mécanique des sols organiques et décompose le tassement des déchets en trois phases :

- une phase instantanée : elle intervient dès l'application d'une surcharge (nouvelle couche de déchet ou couverture) ;
- une phase primaire : résultant principalement des actions mécaniques, sa durée est estimée inférieure à 3 mois;
- une phase secondaire : résultant de la décomposition de la matière organique, elle est supposée durer une trentaine d'années.

Le tassement primaire est calculé d'une façon analogue au modèle de *Terzaghi* :

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta H_1}{H_{réf}} = C_R \log \left[\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \right] \quad \text{Eq 6.4}$$

Avec

$H_{réf}$ Est la hauteur de référence, généralement égale à la hauteur de la colonne de déchets à la fermeture de l'alvéole (première hauteur mesurée) (m) ;

C_R Est le coefficient de compression primaire (-) : Les valeurs pour le coefficient C_R sont globalement comprises entre 0.05 et 0.47, avec une moyenne autour de 0.25 parmi la plupart des références dans la littérature (Olivier, 2003).

Localisation	Type de déchet	Coefficient CR		Référence
		Gamme	Moyenne	
Echantillon de 21 sites	Variable	0,13 - 0,47	0,26	Sowers (1973)
Arnouville (France)	OM	0,2	0,2	Cartier et Baldit (1983)
Echantillon de 10 sites	Variable	0,05 - 0,26	0,14	Bajarngard et Edgers (1990)
Décharges USA	Inconnu	0,15 - 0,26		Oweis (1990)
inconnus	OM	0,24 - 0,3	0,27	Del Greco et Oggeri (1993)

Tableau 6.1 : Récapitulatif des coefficients C_R calculés à partir d'expérimentations de terrain (Olivier, 2003)

Le tassement relatif ne dépend que de la contrainte initiale (σ_0'), de la surcharge effective appliquée ($\Delta\sigma'$) et du coefficient C_R

Pour le tassement secondaire, le calcul est très proche de la formule de Buisman

$$\varepsilon_2 = \frac{\Delta H_2}{H_{réf}} = C_{\alpha\varepsilon} \log \left[\frac{t}{t_1} \right] \quad \text{Eq 6.5}$$

Avec

Δh_2 est la variation de hauteur due au tassement secondaire (m),

$H_{réf}$ Est la hauteur de référence, généralement égale à la hauteur de la colonne de déchets à la fermeture de l'alvéole (première hauteur mesurée) (m) ;

$C_{\alpha\varepsilon}$ Est le coefficient de compression secondaire (-). La gamme de valeurs peut aller de 0.001 jusqu'à 0.24 (Dixon et Jones, 2005) ;

t est le temps (jours)

t_1 est le temps correspondant à la hauteur $H_{réf}$. La valeur de t_1 pour une application du modèle à l'échelle du site est généralement de 31 jours (El-Fadel et Houry, 2000 ; Yuen et Styles, 2000 ; Olivier, 2003 ; Gourc et al, 2010). Pour un tel modèle est utilisé à une échelle plus réduite (échantillon de laboratoire), un temps de 7 jours paraît plus réaliste (Olivier et Gourc, 2007 ; Gourc et al, 2010).

Le modèle de Sowers reste plus utilisé, même s'il présente certain inconvénients (Olivier, 2003) :

- Absence de standardisation des paramètres de temps (t_1);
- La difficulté de déterminer le paramètre de compression $C_{\alpha\varepsilon}$ non intrinsèque, puisque le tassement secondaire n'est généralement considéré qu'à partir de la fin d'exploitation.

3. MODELE D'INTERPRETATION DE JANBU (1989)

Janbu et al (1989) réalisant 16 expérimentations en vrai grandeur suivies entre 5 et 60 ans et proposant une méthode de détermination des vitesses de tassement (loi logarithmique de fluage). Ils proposent des valeurs de résistance au fluage r_s pour la tourbe et les argiles organiques dont le comportement mécanique est proche de celui des déchets. Pour le calcul de la vitesse de fluage, les auteurs introduisent un paramètre appelé résistance au fluage r_s .

Pour une couche élémentaire, on a l'égalité suivante :

$$S = \Delta ht = \frac{h_0}{r_s} \quad \text{Eq 6.6}$$

Avec

S Est le potentiel de fluage est défini par le produit du taux de tassement moyen par le temps considéré ;

r_s est la résistance au fluage et elle oscille en général entre 45 et 100 pour les tourbes et argiles organiques.

D'où un taux de fluage égal à :

$$\Delta h = \frac{h_0}{rt} \quad \text{Eq 6.7}$$

Le tassement (ou contraction verticale) de la couche élémentaire au temps t est exprimé par :

$$\Delta h = \int_{t_1}^t \frac{S}{t} dt + \Delta h_0 \quad \text{Eq 6.8}$$

Puisque le le tassement (tassement secondaire) post-exploitation (au-delà de t_c) se résume en grosse totalité au du fluage, on obtient l'équation suivante :

$$\delta_c = S_c \ln \frac{t}{t_c} \quad \text{Eq 6.9}$$

Où

S_c représente le potentiel de fluage jusqu'à $t = t_c$ (mesuré).

L'intervalle des valeurs de r_s (45 à 100) se traduit par des valeurs de $C_{\alpha\epsilon}$ comprises entre 0,02 et 0,05 correspondant à la gamme inférieure des valeurs de $C_{\alpha\epsilon}$ généralement publiées dans la littérature.

4. MODELE DE BJARNGARD ET EDGERS (1990)

Le suivi de 22 sites de stockage de caractéristiques variées (déchets composés d'OM et/ou de DIB) entrant dans le cadre programme de recherche supporté par l'EPA ('Environment Protection Agency') aux Etats-Unis a permet à *Bjarngard et Edgers (1990)* de réaliser une étude sur la variation du tassement relatif en fonction du temps. Ils ont tracés les 22 courbes de tassement relatif en fonction du temps (sur échelle semi-logarithmique) (Figure 6.2).

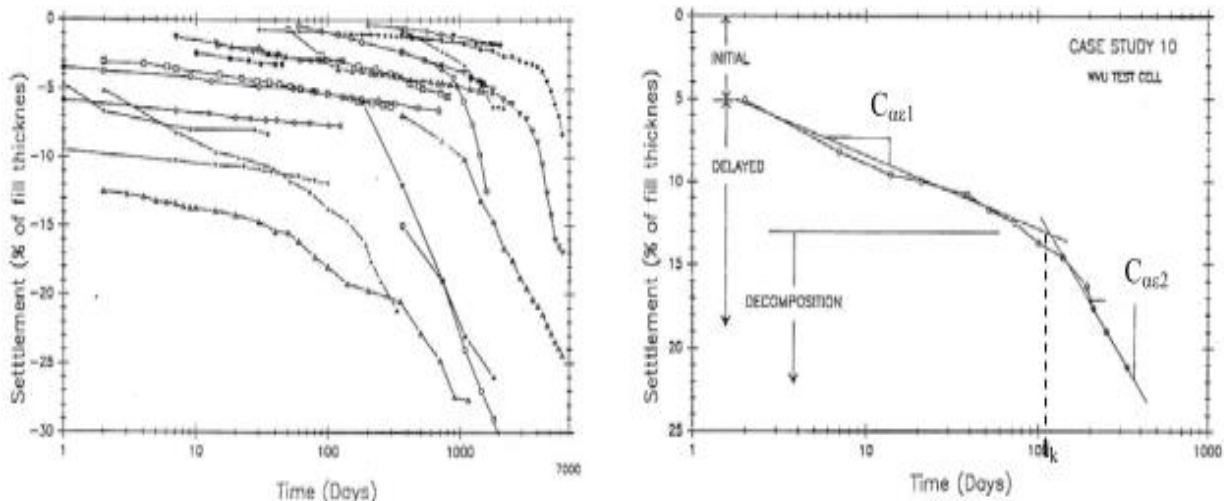


Figure 6.2 : (a) tassement en fonction du temps (b) tassement en fonction du temps (avec double pente $C_{\alpha\epsilon 1}$ et $C_{\alpha\epsilon 2}$) (Bjarngard et Edgers, 1990)

Bjarngard et Edgers (1990) constate que les courbes de tassement relatif sont caractérisées par 2 sections approximativement linéaires présentant des pentes différentes $C_{\alpha\epsilon 1}$ et $C_{\alpha\epsilon 2}$ et ont proposé de subdiviser le tassement secondaire en deux phases successives de compression suivant la loi suivante :

$$\epsilon_2 = \frac{\Delta h_2}{H_0} = C_{\alpha\epsilon 1} \cdot \log \left[\frac{t_B}{t_1} \right] + C_{\alpha\epsilon 2} \cdot \log \left[\frac{t}{t_B} \right] \quad \text{Eq 6.10}$$

Cette relation est valable pour $t > t_B$

Avec

t_B est le temps correspondant au début du tassement induit par la biodégradation.

La biodégradation est interprétée comme une modification du coefficient de compression secondaire. Les auteurs constatent des valeurs de $C_{\alpha\epsilon 1}$ relativement faibles, inférieures aux valeurs de $C_{\alpha\epsilon}$ selon Sowers, mais des coefficients $C_{\alpha\epsilon 2}$ nettement supérieurs aux coefficients de compression secondaire du modèle de Sowers.

5. MODELE DE YEN ET SCANLON (1975)

la méthode proposée par *Yen et Scanlon (1975)* a consisté à observer l'évolution du taux de déformation (m) sur trois sites voisins de Los Angeles (Californie) en fonction du temps.

$$m = \frac{dw/H(t_c)}{dt} \quad \text{Eq 6.11}$$

Avec

t_c est la durée de construction d'une colonne du déchet

L'origine du temps est prise égale à la demi-période de construction ($t_c/2$). Le temps écoulé entre l'origine des temps relative ($T = 0$) et le temps de mesure considéré représente l'âge moyen de la colonne T égal à $t - t_c/2$ (Figure 6.3).

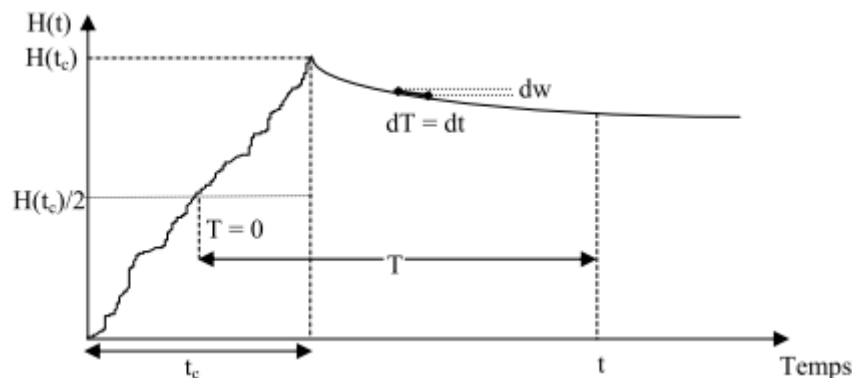


Figure 6.3 : Définition de l'âge moyen de la colonne de déchet

Les auteurs déduisent une relation du type :

$$m = a - b \log T \quad \text{Eq 6.12}$$

Avec

$$T \text{ (mois)} > t_c / 2$$

La formulation proposée par *Yen et Scanlon (1975)* peut être comparée à celle de Sowers (1973) exprimée sous sa forme différentielle (entre les instants t et $t + dt$) suivant l'hypothèse courante $(t_0, t_1) = (t_c, t_c + 1 \text{ mois})$.

$$d\epsilon = \epsilon(t + dt) - \epsilon(t) = C_{\alpha\epsilon} \cdot \log \left[\frac{(t+dt)-t_c}{t-t_c} \right] \quad \text{Eq 6.13}$$

On obtient la relation suivante :

$$C_{\alpha\epsilon} = m(t) \cdot \frac{dt}{\log \left[\frac{(t+dt)-t_c}{t-t_c} \right]} \quad \text{Eq 6.14}$$

Avec

$m = d\epsilon/dt$ est le taux de tassement moyen sur la période considérée

Sohn et Lee (1994) considèrent que **a** et **b** ne dépendent en fait que de la hauteur **H** (t_c) de la colonne et sont exprimés suivant les relations suivantes :

$$a = 0,00095 H(t_c) + 0,0323 \quad \text{Eq 6.15}$$

$$b = 0,00035 H(t_c) + 0,0167 \quad \text{Eq 6.16}$$

A l'aide de ce modèle, on peut déterminer le tassement post-exploitation w de la colonne en fonction du temps relatif T :

$$\frac{w(T)}{H(t_c)} = \int m. dT = \int_{r=t_c/2}^r (a - b \log T) dT = T \left[a - \frac{b}{\ln 10} (\ln T - 1) \right]_{t_c/2}^r \quad \text{Eq 6.17}$$

Ce qui nous donne après l'intégration par rapport au temps absolu (t) :

$$\frac{w(t)}{H(t_c)} = (t - t_c) \left[a + \frac{b}{\ln 10} \right] + \frac{t}{2} \cdot \frac{b}{\ln 10} \cdot \ln \left(\frac{t_c}{2} \right) - \left(t - \frac{t_c}{2} \right) \frac{b}{\ln 10} \cdot \ln \left(t - \frac{t_c}{2} \right) \quad \text{Eq 6.18}$$

6. MODELE INCREMENTAL DE PREDICTION DES TASSEMENTS (ISPM)

Les modèles de prédiction cités avant sont utilisés pour la détermination des tassements après la mise en place de la couverture sans prise en compte de l'historique d'exploitation.

Si on va faire une tour d'horizon sur les premières tentatives de la prise en compte de l'histoire du matériau déchet dans la modélisation, on citant quelques modèles comme suit :

- On basant sur les équations de *Sowers, Morris et Woods (1990)* ont développé un programme informatique (SETT 87) permettant le calcul des composantes primaire et secondaire du tassement par sommation des tassements des couches discrétisées ;
- *Bouazza et Pump (1997)* ont élaboré un logiciel (FILLS permet d'obtenir une projection couche par couche, casier par casier, du remplissage d'un site ;
- *Bleiker et al. (1995)* présentent une évolution du modèle de *Gibson et Lo (1961)* suivant une approche d'inspiration incrémentale en superposant les déformations couche par couche ;
- *Van Meerten et al. (1995)* ont proposé un modèle qui intègre bien le temps de construction de la colonne de déchets, la construction est implicitement supposée linéaire en l'absence de discrétisation par couche. Par ailleurs, l'incrément de charge est également moyenné pour l'ensemble de la colonne en l'absence de réelle discrétisation.

Après cette brève historique, nous proposons de présenté en plus de détail le modèle incrémental de prédiction des tassements (« *Incremental Settlement Prediction Model* », ISPM) développé au Lirigm-LTHE de Grenoble. Il permet de prendre en compte l'historique d'exploitation du site, et se fonde sur une approche incrémentale des tassements primaires et secondaires (*Olivier, 2003 ; Olivier et Gourc, 2007*).

Pour un déchet de hauteur H_0 déposé en N couches et pour chaque couche i est associée ses paramètres de comportement intrinsèques et le temps de la mise en dépôt τ_i , on considère un tassement primaire et un tassement secondaire (Figure 6.4).

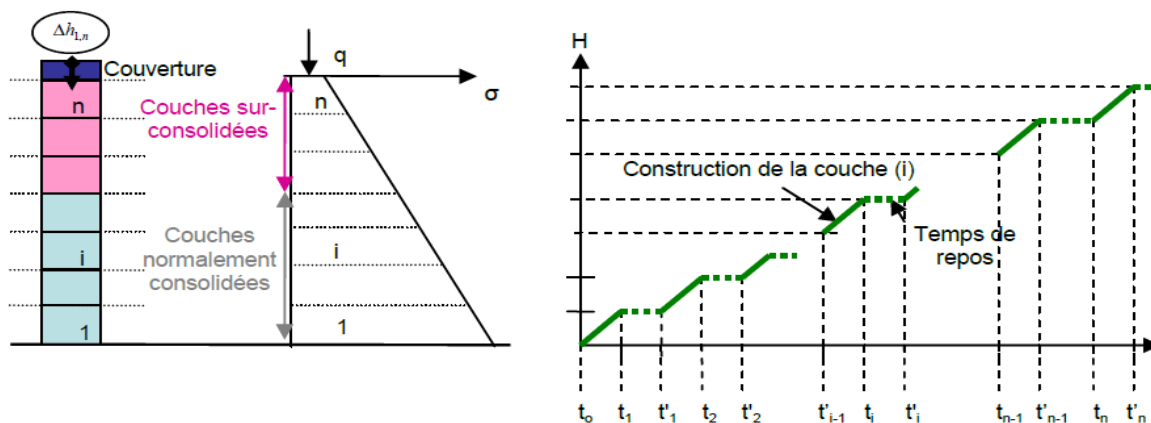


Figure 6.4 : principe du modèle incrémental ISPM (Nousheen, 2010).

Le tassement primaire de toute une colonne de déchet s'évalue alors en prenant en compte la surconsolidation des couches supérieures :

$$\varepsilon_{1,n} = \sum_{i_c=1}^{i_c-1} \frac{\Delta h_{1,i}}{h_0} = C_{R}^* \cdot \log \left[\frac{\prod_{i=1}^{i_c-1} ((n-i) \cdot \gamma \cdot h_0 + q)}{(\sigma_c)^{i_c-1}} \right] \quad \text{Eq 6.19}$$

Avec

- i_c est le rang du dernier couche supérieur sur consolidée ;
- $C_{\alpha\varepsilon}^*$ est le coefficient de compression secondaire intrinsèque,
- σ_c la contrainte de préconsolidation σ_c

Le modèle ISPM considère la possibilité d'une période d'arrêt τ_{rj} (éventuellement nulle) entre la mise en place de deux couches, j et $j + 1$. L'expression intégrée sur la colonne prend alors la forme :

$$\varepsilon_{2,n}(t) = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_{2,i}(t)}{h_0} = C_{\alpha\varepsilon}^* \cdot \log \left[\frac{t \cdot \prod_{i=1}^{n-1} (t - \sum_{j=1}^i \tau_j - \sum_{j=1}^i \tau_{rj})}{\prod_{i=1}^n \tau_1} \right] \quad \text{Eq 6.20}$$

Dans ce modèle, La biodégradation est en fait « comprise » dans le coefficient de compression secondaire.

6.2.3.2. MODELES RHEOLOGIQUES ET APPLICATION AUX DECHETS

1. MODELE DE GIBSON ET LO (1961)

Le modèle rhéologique de *Gibson et Lo (1961)* représente à la fois les deux phases de tassement primaire et secondaire comme suit :

- Le tassement primaire du squelette est représentée par un ressort de Hooke de compressibilité (a) indépendante de la contrainte de compression σ' (Figure 6.5) ;

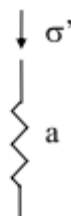


Figure 6.5 : la représentation rhéologique du tassement primaire dans le modèle du Gibson et Lo (1961)

- Le tassement est secondaire représentée par un élément de Kelvin composé:
 - ✓ d'un ressort de Hooke de compressibilité (b) monté en parallèle avec un amortisseur de viscosité λ/b . La présence de cet amortisseur se traduit par un retard de la compression de l'ensemble (Figure 6.6).

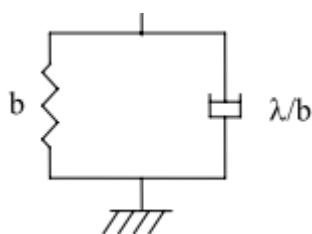


Figure 6.6 : la représentation rhéologique du tassement secondaire dans le modèle du Gibson et Lo (1961)

- L'association des deux éléments (a) et (b+λ/b) en série forme le modèle rhéologique de Gibson et Lo (1961) (Figure 6.7).

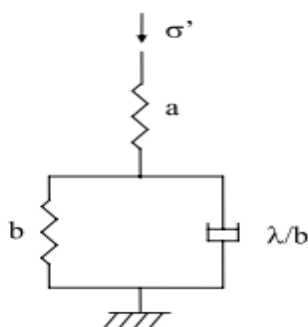


Figure 6.7 : Représentation du modèle rhéologique de Gibson et Lo (1961)

La relation contrainte effective - déformation développée par Gibson et Lo (1961) s'écrit sous la forme :

Le tassement total (primaire + secondaire) se calcule alors d'après les lois de l'élasticité développées par Gibson et Lo (1961) selon la formule :

$$\varepsilon_t = \frac{\Delta h(t)}{h_0} = \sigma' \cdot \left(a + b \cdot \left(1 - e^{-\frac{\lambda}{b} \cdot (t-t_0)} \right) \right) \quad \text{Eq 6.21}$$

Avec :

- $t > t_0$: le temps d'application de la charge effective σ' ;
- a : coefficient de compression primaire équivalent à un module oedométrique E_s (kPa^{-1}) ;
- b : coefficient de compression secondaire (kPa^{-1}) ;
- λ/b : taux de compression secondaire (jour^{-1}) (Olivier, 2003).

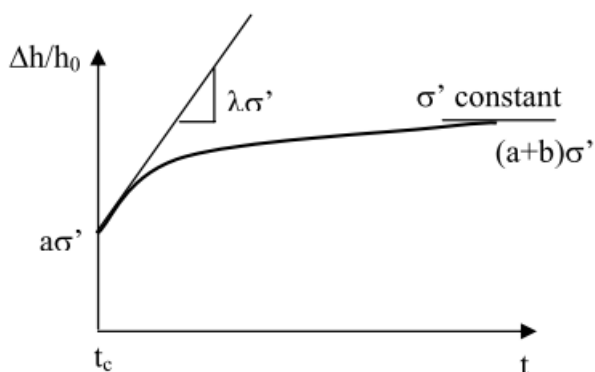


Figure 6.8 : Représentation graphique de la variation de la déformation relative avec le temps dans le modèle rhéologique de Gibson et Lo (1961)

$\sigma' a$ et $\sigma' b$ correspondent respectivement à la déformation primaire et à la déformation secondaire de la colonne de déchet quand $t \rightarrow \infty$. Le tassement final est par conséquent donné par :

$$\frac{\Delta h_{\infty}}{h_0} = \sigma' \cdot (a + b) \quad \text{Eq 6.22}$$

Considérant un dépôt ancien dont les déformations sont stabilisées, le paramètre b est donc accessible à condition de connaître la côte initiale du dépôt (en fin d'exploitation). Quant au coefficient a , il peut être déterminé à l'aide d'essais de chargement (court terme) en laboratoire.

Le modèle de *Gibson et Lo* paraît réellement envisageable pour une application aux déchets (*El-Fadel et Khoury, 2000*).

2. MODELES D'EDIL ET AL. (1990) ET DE BLEIKER ET AL (1995)

Le modèle de *Gibson et Lo (1961)* est appliquée initialement à des couches de sols fins d'épaisseur oedométrique. *Edil et al. (1990)* ont adapté le modèle de *Gibson et Lo (1961)* au matériau déchet avec des gammes de valeurs pour les paramètres a , b (fonction de la contrainte) et λ/b (fonction du taux de déformation moyen), calculées à partir de mesures sur quatre sites de stockage déchets ménagers :

$\sigma' a$ et $\sigma' b$ correspondent respectivement à la déformation primaire et à la déformation secondaire de la colonne de déchet quand $t \rightarrow \infty$. Le tassement final est par conséquent donné par :

$$\frac{\Delta h_{\infty}}{h_0} = \sigma' \cdot (a + b) \quad \text{Eq 6.23}$$

Considérant un dépôt ancien dont les déformations sont stabilisées, le paramètre b est donc accessible à condition de connaître la côte initiale du dépôt (en fin d'exploitation). Quant au coefficient a , il peut être déterminé à l'aide d'essais de chargement (court terme) en laboratoire.

Bleiker et al (1995) ont proposé une approche similaire à partir du modèle de *Gibson et Lo (1961)* adapté par *Edil (1990)*.

$$\varepsilon(t) = \sigma \cdot [a + b \cdot (1 - e^{-k(t-t_0)})] \quad \text{Eq 6.24}$$

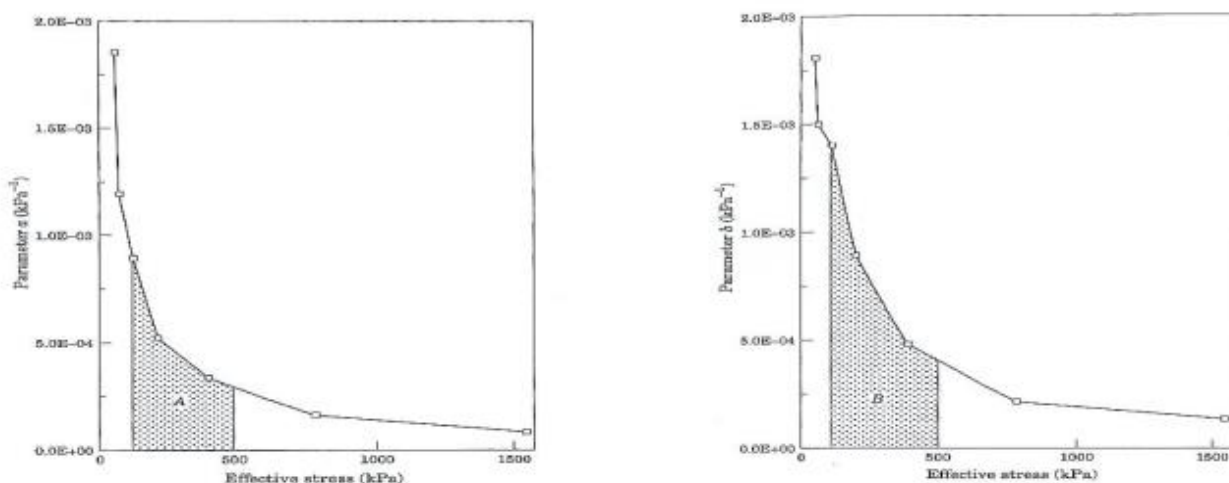


Figure 6.9 : Valeurs de a et b proposées par Rao (1977)

Toutefois, contrairement au modèle de *Gibson et Lo (1961)* pour lequel les valeurs de a et b sont constantes pour une classe de hauteur et de durée d'exploitation données, les valeurs des coefficients de compressibilité a et b proposés par *Bleiker et al (1995)* décroissent en fonction de la contrainte appliquée (Figure 6.9). En conséquence, les vitesses de déformation deviennent de plus en plus faibles au fur et à mesure de l'augmentation des contraintes de chargement. Une difficulté de ce modèle reste que la détermination du temps initial t_0 est difficile, tout comme pour les autres modèles mécaniques.

El-Fadel et Khoury (2000) présente le modèle de *Zimmerman (1977)*, développé dans le but de modéliser la compression à long terme d'un déchet broyé à partir d'un élément de Kelvin (ressort + amortisseur en parallèle) combiné à un ressort et un amortisseur (tous deux non linéaires) en série.

L'utilisation de modèles rhéologiques pour les déchets est nettement plus limitée que celle des modèles mécaniques.

6.2.3.3. MODELES EMPIRIQUES ET APPLICATION AUX DECHETS

1. MODELE EN LOI DE PUISSANCE D'EDIL ET AL (1990)

Le modèle d'*Edil et al (1990)*, appelé aussi loi puissance de fluage, exprime la déformation en fonction du temps (sous contrainte constante) sous la forme :

$$\varepsilon_2(t) = \frac{\Delta h_2(t)}{h_0} = \sigma' \cdot m \cdot \left(\frac{t}{t_r}\right)^n \quad \text{Eq 6.25}$$

Avec

m représente la compressibilité du déchet (1/kPa) ;

t_r représente un temps de référence introduit dans l'équation pour obtenir une expression adimensionnelle ($t_r = 1$ jour en général) ;

n représente le taux de compression ;

σ' représente la contrainte de compression effective moyenne ;

t représente le temps écoulé depuis la fin du chargement ;

Les coefficients m et n ont été évalués à partir d'observations de terrain du tassement de colonnes de déchet (pendant 1 à 3 ans).

La remarque faite par *Park et al (2002)* que la fonction puissance tend toutefois à diverger et donc à donner des valeurs de tassements largement surestimées pour des temps importants, ce qui rend son application problématique. Il n'est donc pas très répandu dans la modélisation des tassements de déchets.

2. MODELE HYPERBOLIQUE DE LING ET AL (1998)

Ling et al (1998) proposent un modèle purement empirique de prédiction des tassements. Une loi hyperbolique de fluage est proposée suivant la forme suivante :

$$\varepsilon_2(t) = \frac{\Delta h_2(t)}{h_0} = \frac{t}{\rho_0 + \frac{t}{\varepsilon_{fin}}} \quad \text{Eq 6.26}$$

Avec

ε_{fin} est le tassement ultime de la colonne de déchets (m/m) (quand $t \rightarrow \infty$).

L'avantage de ce modèle est d'être suffisamment flexible pour pouvoir envisager des prédictions à partir de n'importe quel instant initial retardé après la fin d'exploitation (*Olivier, 2003*). Ce modèle

n'est pas quasiment prédictif puisqu'il requiert la valeur de tassement final. On peut enfin noter que cette expression sous forme hyperbolique est une forme d'intégration des lois logarithmiques classiques de la mécanique des sols (Powrie et al, 2009).

6.2.3.4. MODELES BIOCHIMIQUES ET APPLICATION AUX DECHETS

Les modèles biochimiques de prédiction des tassements biologiques sont basés principalement sur l'hypothèse que le tassement est directement proportionnel à la quantité de composantes solides dégradables.

La plupart de ces modèles combinent une approche mécanique à une approche biochimique, ils sont donc dits bio-mécaniques et sont basés sur le rapprochement des modèles mécaniques avec l'inclusion ou l'ajout d'un terme lié à la biodégradation (Bjarngard et Edgers, 1990 ; Watts et Charles, 1999 ; Park et al, 2002 ; Hossain et Gabr, 2005 ; Powrie et al, 2009). Ces modèles ne modélisent pas la biodégradation en tant que telle, mais ajoutent simplement un terme de tassement supplémentaire empirique.

Le tassement imputable à la biodégradation dépend de la fraction organique et est souvent difficile à estimer mais elle ne peut pas être ignorée ou négligée.

Auteurs	Taux de tassement par l'effet de la biodégradation
Coduto et Huitric (1990)	18-24 % de l'épaisseur total du massif de déchet
Hossain et al (2009)	jusqu'à 50% du tassement total
(Park et al, 2002 ; Powrie et al, 2009 ; Benbelkacem et al (2010)	plus important que le tassement visco-mécanique
Bareither et al (2008)	10% du tassement total

Tableau.6.2 : les taux de tassement dus à la biodégradation du matériau déchet

Le grand souci des chercheurs c'est souvent le calage de la date de démarrage de la biodégradation.

Auteurs	Lieu	durée
Bjarngard et Edgers (1990)	Sur site	200 à 4000 jours après la fin d'exploitation du casier
Elagroudy et al, 2008	Au laboratoire	peut démarrer instantanément
Benbelkacem et al, 2010 ; Gourc et al, 2010	Au laboratoire	un temps de latence de l'ordre de la centaine de jours ou plus

Tableau.6.3: le temps de démarrage de la biodégradation dans le matériau déchet

La plupart des modèles de la littérature détermine la date de début de l'accélération des tassements par :

- ✓ observation a posteriori ;
- ✓ soit de la fixer arbitrairement ;
- ✓ soit de la fixer en fonction des flux ou de la qualité du biogaz.

1. MODELE DE GUASCONI (1995)

Guasconi (1995) au New Jersey Institute of Technology (NJIT) propose un modèle où la biodégradation est présentée en 2 phases successives :

- une première phase d'une dizaine d'année (à partir du début d'exploitation d'un casier) au cours de laquelle la production annuelle de biogaz est supposée linéairement croissante :

$$q = \frac{at}{T} \quad (0 \leq t \leq T) \quad \text{Eq 6.27}$$

Avec :

- q : production annuelle de biogaz (m^3/m^3 de déchet /an)
- a : production moyenne annuelle de gaz jusqu'au temps T
- T : durée totale de la phase initiale (années)

- une seconde phase de dégradation d'une durée moyenne de 30 ans au cours de laquelle la production annuelle de biogaz décroît suivant une fonction exponentielle inverse :

$$q' = a \cdot e^{-k(t-T)} \quad (t \geq T) \quad \text{Eq 6.28}$$

Avec :

- q' : production annuelle de biogaz (m^3/m^3 de déchet / an)
- k : constante

La primitive de $q''(t) = q(t) + q'(t)$ par rapport au temps représente la production totale de biogaz (V) par m^3 de déchet au temps $t > T$:

$$V = \left(\frac{aT}{2}\right) + \frac{a}{k} \cdot (1 - e^{-k(t-T)}) \quad \text{Eq 6.29}$$

Le potentiel de dégradation final (pourcentage de matière réellement dégradable, convertissable en biogaz) est estimé au moyen d'essais sur échantillons de déchet (détermination des paramètres a et k). Selon *Guasconi (1995)* l'atteinte d'une production de biogaz de 95 % de la production totale à l'issue des 2 phases (10 + 30 = 40 ans) donne une déformation ultime voisine de 19,7 % (en l'absence d'incrément de charge).

2. MODULE DE MEISSNER (1996)

Meissner (1996) propose un modèle de tassement divisé en deux composantes :

- ✓ une composante équivalente au tassement instantané exprimé en fonction du module de rigidité sécant E_s ;
- ✓ une composante de bio-consolidation illustrée sur la Figure 6.10.

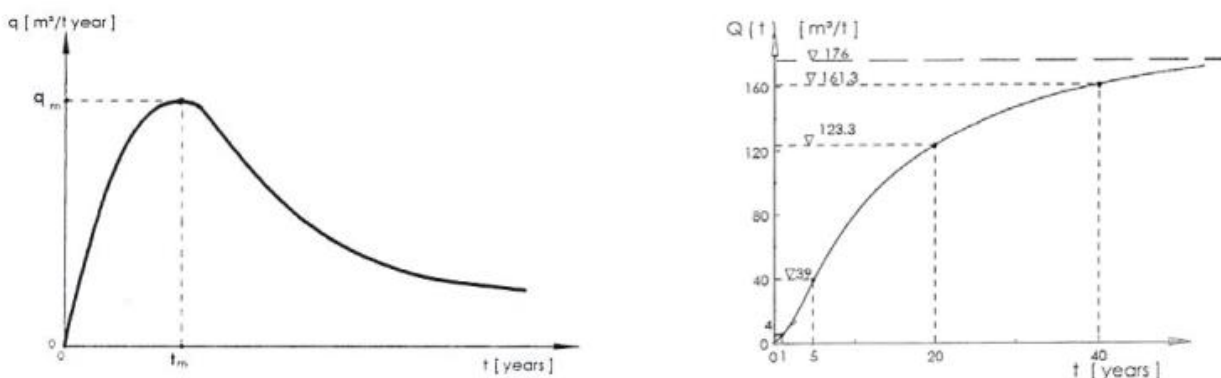


Figure. 6.10 : Courbes de production de biogaz d'après Meissner (1996) (a) débit instantané q (b) quantité cumulée Q

La courbe de production de biogaz est approchée au moyen de la formule suivante :

$$q(t) = a \cdot (1 - e^{-\tau_1}) \cdot e^{-\tau_2} \quad \text{Eq 6.30}$$

Avec

$$\tau_1 = \frac{t}{a_1}, \quad \tau_2 = \frac{t}{a_2}$$

$a = 12 \text{ m}^3/\text{tonne}/\text{an},$
 $a_1 = 1,1 \text{ année}$
 et $a_2 = 5,7 \text{ années}$

La primitive par rapport au temps représente la production totale de biogaz Q (m^3/tonne) au temps t :

$$Q(t) = 12. (-15,7 + 1,03. e^{-\tau_2}) + 176 \quad \text{Eq 6.31}$$

Enfin, le tassement lié à la bio-consolidation est exprimé comme suit :

$$w(t) = p. Q(t) \quad \text{Eq 6.32}$$

Avec :

p : représente un facteur de proportionnalité à déterminer.

L'hypothèse retenue par les auteurs est celle d'une déformation de la couche de déchet de 20% (rapportée à sa hauteur après consolidation primaire) à 40 ans. On tire ainsi :

Avec l'hypothèse faite par les auteurs que la déformation de la couche de déchet atteindra 20% (rapportée à sa hauteur après consolidation primaire) à 40 ans. On obtient ainsi :

$$\varepsilon(t) = 0,015. [e^{-(\tau_1+\tau_2)} - 15,3. e^{-\tau_2} + 14,3] \quad \text{Eq 6.33}$$

3. MODELES HYDRO-BIO-MECANQUES DE MCDUGALL (2007)

Le modèle HBM proposé par *McDougall (2007)* est utilisé non seulement pour calculer les tassements (part mécanique et part biochimique), mais aussi pour prédire la teneur en eau, la pression capillaire et des éléments concernant la biochimie des lixiviats notamment.

Dans ce modèle le tassement induit par la biodégradation est alors calculé par :

$$\varepsilon_B = \Omega. (e - \alpha). \frac{dV_s}{V_s} \quad \text{Eq 6.34}$$

Avec

ε_B est le tassement induit par la biodégradation ;

e est l'indice des vides du déchet ;

α est un coefficient α (noté Λ dans HBM), qui traduit la variation de volume des vides V_v en fonction de la variation de volume de solide V_s :

$$dV_v = \alpha. dV_s \quad \text{Eq 6.35}$$

Ce coefficient de proportionnalité n'est pas une constante, mais varie en fonction de la biodégradation (*McDougall, 2007*).

Ces modèles ont l'avantage d'être très complets puisqu'ils permettent non seulement de caractériser l'état mécanique du déchet, mais également son état hydrique et biologique. Ils restent cependant très lourds à utiliser.

Le coefficient α n'est pas exprimable a priori, et nécessite un calage au cas par cas. Ils restent pour le moment d'ailleurs cantonnés à une approche au laboratoire, en raison des problèmes de calage rencontrés.

4. MODELE BIO-MECANIQUE DE MACHADO ET AL (2008)

Dans ce modèle le milieu déchet est décomposé en quatre fractions :

- milieu gazeux ;
- milieu liquide ;
- matrice organique ;
- fibres.

La relation obtenue par *Machado et al, (2008)* pour l'expression du tassement secondaire induit par la biodégradation est la suivante :

$$\frac{d\varepsilon_b}{dt} = - \left(\frac{\rho_s}{\rho_{sp}} \right) \cdot \left(\frac{1}{1+e_0} \right) \cdot \left(1 - \alpha^* \frac{\Delta M_s}{M_{so}} \right) \cdot \frac{\partial M_s}{\partial t} \cdot \frac{1}{M_{so}} \quad \text{Eq 6.36}$$

Avec

ρ_s est la masse volumique du solide (t/m^3);

ρ_{sp} est la masse volumique du solide organique (t/m^3) ;

e_0 est l'indice des vides initial.

α est paramètre

Machado et al (2008) proposent une relation explicite pour calculer le paramètre α , supposé dépendre du temps:

$$\alpha(t) = \frac{-\alpha^* \cdot \Delta M_{so}}{M_{so}} \quad \text{Eq 6.37}$$

Où

α^* est un coefficient constant, représentatif du taux de dégradation ;

M_{so} est la masse de solide organique contenue dans le déchet (kg).

La loi de dégradation de la masse organique considérée répond alors à une cinétique de premier ordre. Ce modèle est moins complexe que le modèle hydro-bio-mécanique précité, notamment car il n'en inclut pas les couplages multiples.

5. MODELE EMPIRIQUE D'ELAGROUDY ET AL, (2008)

Elagroudy et al (2008) ils proposent une expression purement empirique pour calculer les tassements induits par la biodégradation, de la forme :

$$\varepsilon_b = A \cdot (1 - e^{-B \cdot t}) \quad \text{Eq 6.38}$$

Avec

A c'est un facteur représente le tassement total (final) observé ;

B c'est un facteur représente le taux de tassement initial.

Mais si le modèle empirique obtient de bons résultats, le défaut majeur de ce modèle est d'être un modèle descriptif, a posteriori, et qui ne permet pas d'entrevoir une prédiction des tassements. Enfin, s'agissant d'un modèle empirique, les paramètres peuvent certes être interprétés d'un point de vue physique, mais ne sont reliés à aucune variable d'état ou paramètre de la biodégradation (*Staub, M, 2010*).

6. MODELE BIO-MECANIQUE DE HETTIARACHCHI ET AL, (2007 ; 2009)

Comme dans le cas du modèle de *Machado et al. (2008)*, le milieu déchet est décomposé en six fractions :

- milieu gazeux ;
- milieu liquide ;
- solides rapidement dégradables ;

- solides lentement dégradables,
- solides peu dégradables,
- solides non dégradables.

Le tassement biologique global est exprimé comme la somme du tassement des différentes fractions :

$$\varepsilon_b = \frac{M_s^0}{v^0} \cdot \sum_{i=1}^4 \frac{f_{si}}{\rho_{si}} \cdot (1 - e^{-\lambda_i \cdot t}) \quad \text{Eq 6.39}$$

Avec

M_s^0 est la masse de solide totale initiale dans le déchet (kg) ;

v_0 est le volume total initial du déchet (m³),

f_{si} est la fraction massique solide i (M_{si}^0/M_s^0),

ρ_{si} est la masse volumique de cette même fraction i (kg/m³),

λ_i est la constante cinétique de biodégradation de premier ordre associée à la fraction i (1/an).

La sommation est réalisée sur les quatre fractions solides.

Ce modèle inclut des couplages relativement complexes, mais sa formulation est plus simple. On constate, que pour ce modèle la cinétique de biodégradation considérée est de premier ordre.

7. MODELE BIO-MECANIQUE DE TASSEMENT DU LTHE

Un modèle bio-mécanique de tassements secondaire de déchets a été proposé avec comme objectifs principaux :

- la proposition d'un modèle à formulation plus général pour qu'il puisse être utilisé dans un grand nombre de cas, et suffisamment simple pour qu'il fonctionne avec un nombre limité de paramètres caractéristiques;
- la recherche d'une relation physique entre tassement et biodégradation;
- la validation argumentée sur un nombre important de cas de tests réels du modèle pour s'assurer de sa pertinence. Pour ce faire, ce modèle s'est inspiré de deux approches particulièrement pertinentes :
 - le modèle de *Buisman (1936) - Sowers (1973)* dans sa déclinaison ISPM (*Olivier et Gourc, 2007*) pour la partie mécanique du modèle ;
 - le modèle de *Machado et al (2008)* dont certaines hypothèses générales et en particulier sur la conversion solide-gaz seront conservées.

Ce modèle propose une modification du modèle incrémental ISPM qui permettra de prendre en compte la biodégradation à l'échelle d'une colonne de déchets à l'aide d'un couplage du :

- un modèle bio-mécanique robuste à l'échelle de la couche élémentaire, qui permettrait d'expliquer la part de tassement secondaire imputable à la biodégradation, et celle imputable à un fluage mécanique ;
- un modèle incrémental prenant en compte le tassement d'une colonne de n couches de déchets, et prenant en compte l'historique d'exploitation.

Contrairement à d'autres modèles, ce modèle s'intéresse qu'aux tassements, sans prise en compte directe des hypothétiques variations de pression des fluides (biogaz et lixiviats).

Depuis longtemps, que les auteurs (*Sowers, 1973 ; Bjarngard et Edgers, 1990 ; Reinhart et Townsend, 1998*) on constater que le tassement secondaire de déchets était influencé par la biodégradation.

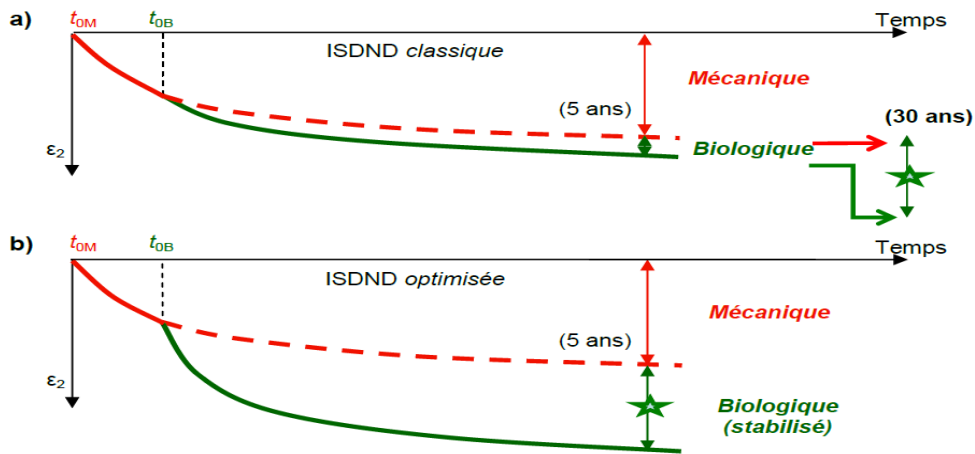


Figure 6.11 : Tassement secondaire mécanique et biologique pour une ISDND (Staub, 2010)

La Figure 6.11 illustre Le phénomène d’accélération du tassement par l’effet de la biodégradation.

Dans ce modèle quatre fractions sont considérées au sein du déchet (Figure 6.12):

- ✓ La partie solide organique (*so*) ;
- ✓ La partie solide inerte (*si*),
- ✓ La partie liquide du déchet ;
- ✓ La partie gaz du déchet.

Les propriétés initiales de chaque fraction sont notées avec l’exposant (0). Les composants solides (*i*), au total de *n*

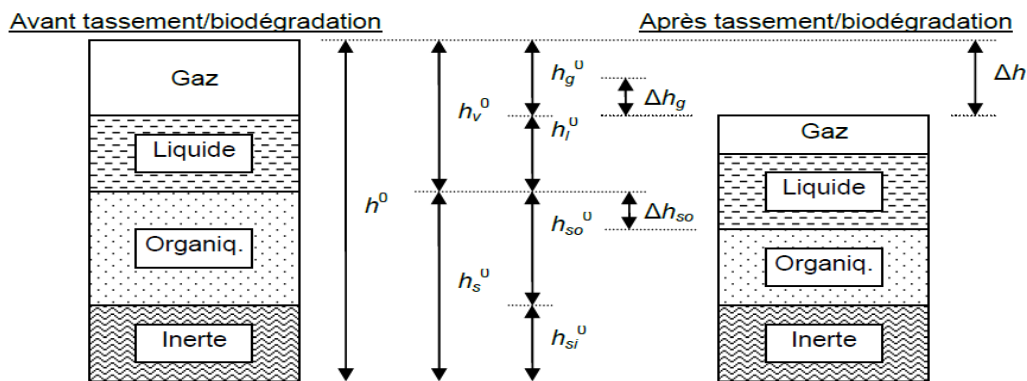


Figure 6.12 : différents composants du déchet (Gourc et al, 2010).

Soit une couche élémentaire d’épaisseur initiale avant tassement h_0 (hauteur de référence initiale, soit avant tassement). La variation totale de hauteur sous l’effet du tassement s’exprime par la relation générale suivante, pour chaque composant (Gourc et al, 2010) :

$$\Delta h = \Delta h_g + \Delta h_l + \Delta h_{so} + \Delta h_{si} \quad \text{Eq 6.40}$$

Du point de vue physique, la réduction du volume de l’échantillon du matériau déchet étant supposé exclusivement due à la diminution du volume de la partie solide dégradable sous l’effet de la biodégradation et de la partie gazeuse sous l’effet du fluage mécanique, toute on admettant les hypothèses suivantes :

- ✓ l’hypothèse faite sur la variation du volume de liquide permet d’écrire que $\Delta h_l = 0$, sauf dans le cas particulier d’un essorage ou d’injection importants ;
- ✓ l’hypothèse faite sur la variation du volume de solides inertes permet d’écrire que $\Delta h_{si} = 0$;

On réécrit l’équation précédente, cette fois en divisant par la hauteur initiale h^0 :

$$\varepsilon_2 = \frac{\Delta h}{h^0} = \frac{\Delta h_g}{h^0} + \frac{\Delta h_{so}}{h^0} = \varepsilon_M + \varepsilon_B \quad \text{Eq 6.41}$$

Avec :

ε_M c'est le tassement mécanique ;

ε_B c'est le tassement biochimique.

- **Le tassement mécanique**

Le tassement secondaire mécanique est modélisé selon une loi analogue au modèle de *Buisman* (1936) et au modèle ISPM (*Olivier, 2003*), appliquée à une couche élémentaire de déchets :

$$\varepsilon_M = \frac{\Delta h_g}{h^0} = C_{\alpha\varepsilon M} \cdot \log_{10} \left(\frac{t}{t_{0M}} \right) \quad \text{Eq 6.42}$$

Avec :

$C_{\alpha\varepsilon M}$ c'est le coefficient de compression secondaire mécanique, modifié par rapport au coefficient $C_{\alpha\varepsilon}^*$ d'ISPM (*Gourc et al, 2010*) ;

t_{0M} c'est le temps de la fin du tassement primaire et qui marque le début du tassement secondaire mécanique. Il est proposé de fixer une durée de 7 jours après application du dernier palier de charge (ou de la charge si cette dernière est appliquée en une seule fois).

- **Le tassement biochimique**

Pour le calcul du tassement secondaire d'origine biochimique, il suffit d'exprimer la variation de volume de la fraction solide organique (considérée positive). Celle-ci vaut :

$$\Delta V_{so} = \Delta \left(\frac{M_{so}}{\rho_{so}} \right) \quad \text{Eq 6.43}$$

On considérant que la masse volumique moyenne des solides organiques ρ_{so} , ne varie pas au cours du temps ($\rho_{so} = \rho_{so}^0$). On aura :

$$\Delta V_{so} = \frac{1}{\rho_{so}^0} \cdot \Delta M_{so} \quad \text{Eq 6.44}$$

Avec :

$$V^0 = \frac{M_s^0}{\rho_d^0} \quad \text{Eq 6.45}$$

Le tassement secondaire d'origine biochimique peut s'exprimer alors selon la relation (*Gourc et al., 2010*) :

$$\varepsilon_B = \frac{\Delta V_{so}}{V^0} = \frac{\rho_d^0}{\rho_{so}^0} \cdot \frac{\Delta M_{so}}{M_s^0} \quad \text{Eq 6.46}$$

Cette relation permet de calculer le tassement d'origine biochimique en fonction de la perte de masse de solide organique ΔM_{so} (kg).

6.3. LE COMPORTEMENT MECANIQUE DU MATERIEAU DECHET

6.3.1. DEFINITIONS DES CONTRAINTES ET DES DEFORMATIONS DANS LE SOL

6.3.1.1. ÉTAT DE CONTRAINTES EN UN POINT D'UN MILIEU CONTINU

Elles caractérisent l'état de sollicitation mécanique (efforts internes) en tout point du matériau, indépendamment de sa nature et de ses caractéristiques de résistance.

1. COUPURE, FACETTE ET VECTEUR CONTRAINTE

En chaque point M d'un solide, il existe des forces intérieures que l'on met en évidence en effectuant une coupure du solide, par une surface S, en deux parties A et B (Figure 6.13).

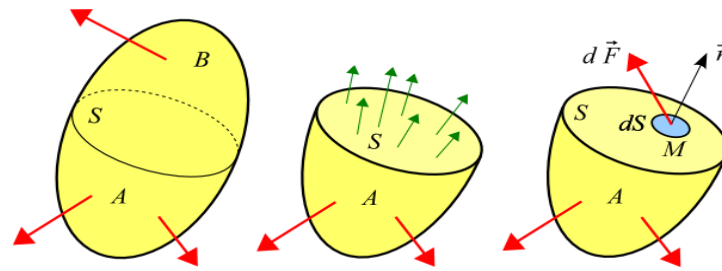


Figure 6.13: Coupure et facette \vec{n} en M

Considérons un point M de S. Soit dS un élément infinitésimal de la surface S entourant M et \vec{n} le vecteur unitaire, perpendiculaire en M à S et dirigé vers l'extérieur de la partie A. Nous appellerons cet ensemble facette \vec{n} en M.

Soit $d\vec{F}$ la force qui s'exerce sur cette facette. On appelle vecteur contrainte sur la facette \vec{n} en M, la quantité:

$$\vec{T}(M, \vec{n}) = \frac{d\vec{F}}{dS} \quad \text{Eq 6.47}$$

Remarque : une contrainte s'exprime en pascal (1 Pa = 1 N/m²) ; dans la pratique, on utilise souvent le Méga Pascal (1 MPa = 10⁶Pa = 1 N/mm²)

a. Contrainte normale et contrainte tangentielle

Le vecteur de contraintes peut être décomposé en sa composante suivant \vec{n} et sa projection sur la facette (Figure 6.14) :

$$\vec{T}(M, \vec{n}) = \sigma_n \vec{n} + \vec{\tau}_n \quad \text{Eq 6.48}$$

- La contrainte normale σ_n C'est la composante parallèle à \vec{n} .

$$\sigma_n = \vec{n} \cdot \vec{T}(M, \vec{n}) \quad \text{Eq 6.49}$$

Le signe de σ_n est donc intrinsèque : $\sigma > 0$ pour la traction et $\sigma < 0$ pour la compression ;

- La contrainte de cisaillement τ_n C'est la composante de \vec{T} qui agit à la manière d'une "cisaille", d'où son nom.

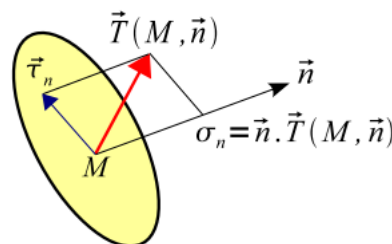


Figure 6.14 : Vecteur contrainte sur la facette \vec{n} en M

b. Tenseur des contraintes

Les composantes du tenseur des contraintes (Figure 6.15) dans le repère $\{\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}\}$ sont :

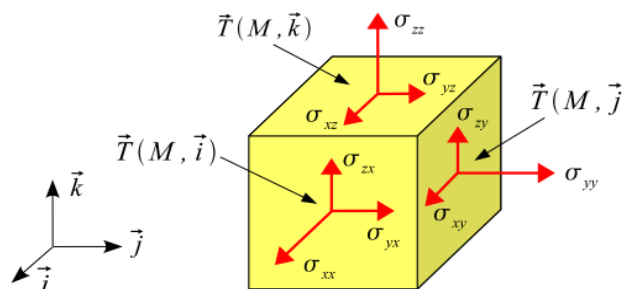


Figure 6.15 : Vecteur contrainte sur les facettes \vec{i} , \vec{j} et \vec{k} en M

L'état de contraintes en un point M d'un milieu continu est complètement défini par le tenseur à six composantes :

$$\bar{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_y & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad \text{Eq 6.50}$$

Avec :

$$\sigma_x = \sigma_{xx} , \quad \sigma_y = \sigma_{yy} \quad \text{et} \quad \sigma_z = \sigma_{zz}$$

La contrainte normale sur la facette \vec{n} en M est égale à :

$$\sigma_n = \vec{n} \cdot \vec{T}(M, \vec{n}) = \{n\}^T = [\sigma(M)]\{n\} \quad \text{Eq 6.51}$$

Remarque : sur la facette \vec{i} (Figure 6.16), le vecteur de contrainte est :

$$\vec{T}(M, \vec{i}) = \sigma_{xx}\vec{i} + \sigma_{yx}\vec{j} + \sigma_{zx}\vec{k} \quad \text{Eq 6.52}$$

D'où la contrainte normale et le vecteur cisaillement :

$$\sigma_i = \vec{i} \cdot \vec{T}(M, \vec{i}) = \sigma_{xx} \quad \text{Eq 6.53} \quad \vec{\tau}_i = \sigma_{yx}\vec{j} + \sigma_{zx}\vec{k} \quad \text{Eq 6.54}$$

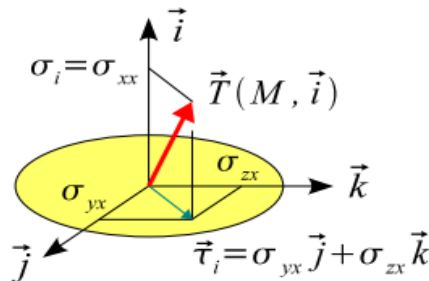


Figure 6.16 : Vecteur contrainte sur la facette \vec{i} en M

c. Directions et contraintes principales

Dans les facettes, où le vecteur cisaillement est nul le vecteur contrainte $\vec{T}(M, \vec{n})$ satisfait la relation :

$$\vec{T}(M, \vec{n}) = \sigma_n \vec{n} \quad \text{Eq 6.55}$$

Soit

$$[\sigma(M)]\{n\} = \sigma_n \{n\} \quad \text{Eq 6.56}$$

σ_n est alors valeur propre du tenseur des contraintes et \vec{n} est le vecteur propre associée (Figure 6.17).

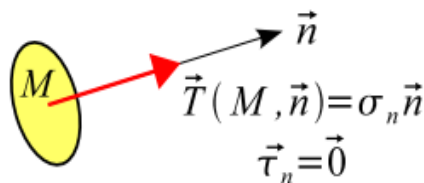


Figure 6.17 : Face et contrainte principale en M

$[\sigma(M)]$ est une matrice symétrique à coefficients réels. Elle a trois valeurs propres réelles (distinctes ou confondues). Si les trois valeurs propres sont distinctes, les vecteurs propres associés sont perpendiculaires entre eux.

Il existe donc en M un repère orthonormé $\{M; \vec{n}_1, \vec{n}_2, \vec{n}_3\}$ tel que sur les facettes \vec{n}_1, \vec{n}_2 et \vec{n}_3 le vecteur cisaillement soit nul (Figure 6.18).

Les directions \vec{n}_1, \vec{n}_2 et \vec{n}_3 sont les directions principales.

Dans le repère principal $\{M; \vec{n}_1, \vec{n}_2, \vec{n}_3\}$, le tenseur des contraintes s'écrit :

$$[\sigma]\{M; \vec{n}_1, \vec{n}_2, \vec{n}_3\} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad \text{Eq 6.57}$$

Où

Les contraintes normales σ_1, σ_2 et σ_3 sont les contraintes principales.

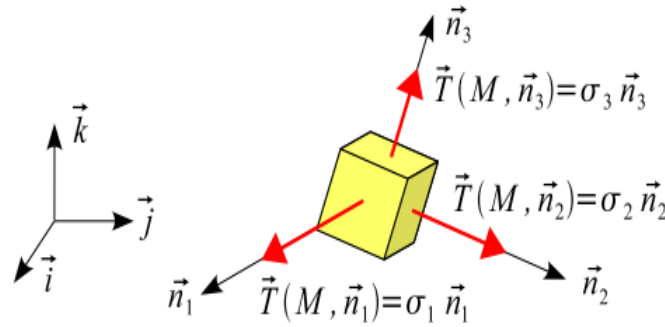


Figure 6.18 : Facets et contraintes principales en M

Les trois contraintes principales sont les racines de l'équation caractéristique:

$P(\sigma_n) = \det([\sigma(M)] - \sigma_n [I]) = 0$ où $[I]$ est la matrice unité de dimension 3 soit :

$$\det \begin{bmatrix} \sigma_{xx} - \sigma_n & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} - \sigma_n & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} - \sigma_n \end{bmatrix} = -\sigma_n^3 + I_1 \sigma_n^2 - I_2 \sigma_n + I_3 = 0 \quad \text{Eq 6.58}$$

Les contraintes principales sont indépendantes du repère $\{\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}\}$. I_1, I_2 et I_3 sont des invariants:

$$I_1 = \text{tr}[\sigma] = (\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$I_2 = \frac{1}{2} ((\text{tr}[\sigma])^2 - \text{tr}[\sigma]^2) = \sigma_{xx}\sigma_{yy} + \sigma_{xx}\sigma_{zz} + \sigma_{yy}\sigma_{zz} - \sigma_{xy}^2 - \sigma_{xz}^2 - \sigma_{yz}^2$$

$$= \sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3 \quad \text{Eq 6.59}$$

$$I_3[\sigma] = \sigma_{xx}\sigma_{yy}\sigma_{zz} + 2\sigma_{xy}\sigma_{xz}\sigma_{yz} - \sigma_{xx}\sigma_{yz}^2 - \sigma_{yy}\sigma_{xz}^2 - \sigma_{zz}\sigma_{xy}^2$$

$$= \sigma_1\sigma_2\sigma_3 \quad \text{Eq 6.60}$$

Dans le repère principal $\{M; \vec{n}_1, \vec{n}_2, \vec{n}_3\}$, les composantes du vecteur contrainte sur la facette \vec{n} sont :

$$\begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \\ T_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} n_1 \\ n_2 \\ n_3 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_1 n_1 \\ \sigma_2 n_2 \\ \sigma_3 n_3 \end{Bmatrix} \quad \text{Eq 6.61}$$

Où n_1, n_2 et n_3 sont les composantes de \vec{n} . Compte-tenu de la relation :

$$n_1^2 + n_2^2 + n_3^2 = 1 \quad \text{Eq 6.62}$$

On en déduit :

$$\frac{T_1^2}{\sigma_1^2} + \frac{T_2^2}{\sigma_2^2} + \frac{T_3^2}{\sigma_3^2} = 1 \quad \text{Eq 6.63}$$

Quand \vec{n} varie, l'extrémité du vecteur $\vec{T}(M, \vec{n})$ se déplace sur l'ellipsoïde de Lamé dont les axes sont les directions principales et les demi-axes sont σ_1, σ_2 et σ_3 .

On décompose $\underline{\underline{\sigma}}$ en une partie sphérique et une partie déviatoire :

- Partie sphérique ou contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{\text{tr}(\underline{\underline{\sigma}})}{3} = I_1/3 \quad \text{Eq 6.64}$$

Ce terme σ_m est la moyenne arithmétique des termes de la diagonale du tenseur des contraintes (premier invariant), appelée contrainte moyenne (ou contrainte moyenne octaédrique σ_{oct}) :

$$\sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad \text{Eq 6.65}$$

- Partie déviatoire : $\underline{\underline{S}} = \underline{\underline{\sigma}} - \sigma_m \underline{\underline{I}}$ Eq 6.66

Ou notée $\underline{\underline{D}}$

On a ainsi :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{S}} + \sigma_m \underline{\underline{I}}$$

Ou s'écrit tout simplement $\underline{\underline{\bar{\sigma}}} = \underline{\underline{\bar{S}}} + \underline{\underline{\bar{D}}}$ Eq 6.67

$$\underline{\underline{\bar{\sigma}}} = \sigma_m \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma_m & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} - \sigma_m & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} - \sigma_m \end{bmatrix} \quad \text{Eq 6.68}$$

Le tenseur déviatoire a une trace nulle et est souvent représenté par le déviateur des contraintes, noté q et égal au second invariant du tenseur déviatoire. En termes de contraintes principales, ce déviateur des contraintes est égal à :

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{6}} \quad \text{Eq 6.69}$$

Les Invariants de $\underline{\underline{S}}$:

$$J_1 = \text{tr}(\underline{\underline{S}}) = 0 \quad \text{Eq 6.70}$$

$$J_2 = \frac{1}{2} \text{tr}(\underline{\underline{S}} : \underline{\underline{S}}) = I_2 - \frac{I_1^2}{6} \quad \text{Eq 6.71}$$

$$J_3 = \frac{1}{3} \text{tr}(\underline{\underline{S}}^3) = I_3 - 2 \frac{I_1 J_2}{3} + \frac{I_1^3}{27} \quad \text{Eq 6.72}$$

Ainsi toute fonction scalaire de $\underline{\underline{\sigma}}$ peut s'écrire comme une fonction de I_1 et des invariants

J_2 et J_3 de $\underline{\underline{S}}$.

Dans la description des lois de comportement, on utilise également les invariants suivants :

- La déformation volumique ε_v correspond au premier invariant du tenseur des déformations :

$$\varepsilon_v = \text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}}_{ij}) = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad \text{Eq 6.73}$$

- la contrainte déviatoire :

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}} = \sqrt{3J_2} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad \text{Eq 6.74}$$

- la déformation déviatoire :

$$\varepsilon_d = \sqrt{\frac{2}{3} e_{ij} e_{ij}} = \sqrt{\frac{2}{9} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \quad \text{Eq 6.75}$$

- Contraintes sur la facette Octaédrale

Cette facette est une facette dont la normale est donnée par \vec{n} dans le repère des directions principales de. La contrainte normale et la scission sont respectivement donnés par :

- la contrainte de cisaillement octaédrique :

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{1}{3}s_{ij}s_{ij}} = \sqrt{\frac{2}{9}J_2} = \sqrt{\frac{1}{9}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad \text{Eq 6.76}$$

- la contrainte normale octaédrique :

$$\sigma_{oct} = \frac{I_1}{3} = \sigma_m$$

- la déformation de cisaillement octaédrique :

$$\gamma_{oct} = \sqrt{\frac{1}{3}e_{ij}e_{ij}} = \sqrt{\frac{1}{9}[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \quad \text{Eq 6.77}$$

On parle alors de la contrainte octaédrale τ_{oct} ou du scission octaédral $|\tau_{oct}|$

2. CERCLES DE MOHR DES CONTRAINTES

En M, prenons comme repère le repère principal $\{M; \vec{n}_1, \vec{n}_2, \vec{n}_3\}$. Considérons la famille de facettes passant par la direction principale \vec{n}_3 (Figure 6.20). Soit $\vec{n}(\cos \theta, \sin \theta, 0)$, une de ces facettes. Sur cette facette, les composantes du vecteur de contrainte sont :

$$\{T\} = \begin{Bmatrix} \sigma_1 \cos \theta \\ \sigma_2 \sin \theta \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{Eq 6.78}$$

Le vecteur de contrainte $\vec{T}(M, \vec{n})$ est donc situé dans le plan $\{M; \vec{n}_1, \vec{n}_2\}$.

Soit \vec{t} le vecteur unitaire, situé dans le plan $\{M; \vec{n}_1, \vec{n}_2\}$ et faisant avec \vec{n} un angle égal à $\pi/2$:

$$\{t\} = \begin{Bmatrix} -\sin \theta \\ \cos \theta \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{Eq 6.79}$$

Projetons du vecteur de contrainte sur les axes \vec{n} et \vec{t} :

$$\vec{T}, (M, \vec{n}) = \sigma_n \vec{n} + \tau_n \vec{t} \quad \text{Eq 6.80}$$

Avec :

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \vec{n} \cdot \vec{T}(M, \vec{n}) = \{n\}^T [\sigma(M)] \{n\} = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_2 \sin^2 \theta \\ \tau_n &= \vec{t} \cdot \vec{T}(M, \vec{n}) = \{t\}^T [\sigma(M)] \{n\} = -\sigma_1 \cos \theta \sin \theta + \sigma_2 \cos \theta \sin \theta \end{aligned} \quad \text{Eq 6.81}$$

Soit :

$$\begin{cases} \sigma_n = d + r \cos(-2\theta) \\ \tau_n = r \sin(-2\theta) \end{cases} \quad \text{Avec } d = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \text{ et } r = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \quad \text{Eq 6.82}$$

A chaque facette \vec{n} , nous pouvons donc associer un point P_n de coordonnées (σ_n, τ_n) dans le repère $\{\sigma_n, \tau_n\}$ orthonormé. Lorsque l'angle θ varie, ce point décrit le cercle de centre $(d, 0)$ et de rayon r (Figure 6.19).

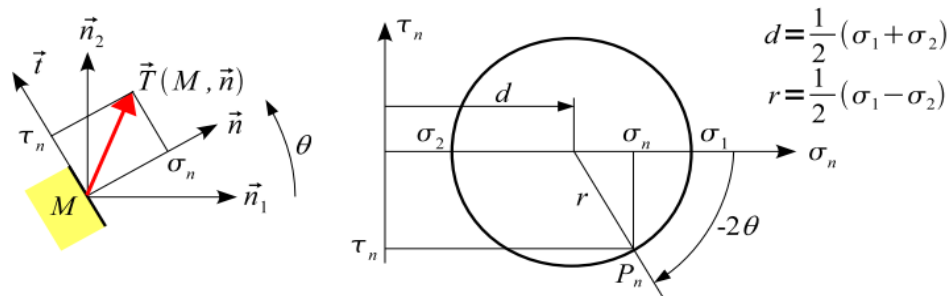


Figure 6.19 : présentation des contraintes avec le cercle de Mohr

Remarque :

- Les points représentatifs des directions principales \vec{n}_1 et \vec{n}_2 sont les intersections $(\sigma_1, 0)$ et $(\sigma_2, 0)$ du cercle avec l'axe σ_n .
- Si la facette \vec{n} fait un angle θ avec la facette \vec{n}_1 , son point représentatif sur le cercle de Mohr fait un angle -2θ avec le point représentatif de la facette \vec{n}_1 .

6.3.2. LOIS DE COMPORTEMENT

6.3.2.1. INTRODUCTION

Les matériaux étudiés sont assimilés à des milieux continus, qui sont soumis à un certain nombre de principes généraux de la physique et de la mécanique (la conservation de l'énergie, la conservation de la quantité de mouvement, etc.). L'objet de la loi de comportement est de caractériser l'évolution du matériau sous l'effet d'actions extérieures données, elle permet également de compléter le système d'équations de n'importe quel problème de mécanique des milieux continus.

6.3.2.2. METHODE DE CONSTRUCTION D'UNE LOI DE COMPORTEMENT

Elaborer un modèle de comportement pour un matériau consiste à construire une relation fonctionnelle permettant d'exprimer les efforts intérieurs, représentés par les contraintes, en fonction des grandeurs cinématiques décrivant la déformation du milieu étudié. Le comportement d'un matériau est complètement caractérisé lorsque l'on peut prévoir l'état des contraintes (σ_{ij}) lorsque l'on connaît l'histoire des déformations (ϵ_{ij}) . La détermination expérimentale quantitative d'une loi de comportement doit être effectuée en quatre étapes :

- 1) Détermination des types de modèles dont relève le comportement étudié, des expériences quantitatives permettent d'identifier les principaux caractères du comportement du matériau.
- 2) Ecriture formelle d'une loi de comportement adaptée aux divers caractères identifiés.
- 3) Détermination des fonctions mathématiques intervenant dans la définition de la fonctionnelle de comportement et détermination quantitative des valeurs numériques des paramètres.
- 4) Détermination du domaine de validité de la fonctionnelle ainsi définie.

Une bonne loi doit admettre une forme suffisamment simple pour être utilisable par une autre personne que son auteur et une forme adaptée à son introduction dans un code de calcul numérique en déformation. De plus, la loi doit comporter un nombre restreint de paramètres, ces paramètres devant être facilement identifiables sur des essais en laboratoire.

6.3.2.3. LOIS DE COMPORTEMENT ELASTIQUE

Le comportement du matériau est dit élastique, Lorsque la courbe effort - déformation est la même

en chargement et en déchargement. La relation comportementale s'exprime par une fonction tensorielle (F_{ij}), dont la forme dépend de la configuration de référence choisie est telle que :

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\varepsilon_{kl}) \quad \text{Eq 6.83}$$

Où F_{ij} est la fonction de réponse élastique. Cette relation unique traduit l'indépendance du comportement du matériau vis-à-vis de l'histoire des chargements auxquels il a été soumis.

Le comportement élastique peut être linéaire : Le cas de l'élasticité linéaire correspond à la situation dans laquelle il existe une relation linéaire entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations élastiques où le tenseur des déformations est proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations. Ce n'est généralement pas le cas des sols qui, même pour de faibles déformations, ont un comportement élastique non linéaire.

Les essais montrent généralement que la courbe effort – déformation devient rapidement non linéaire. En réalité, le comportement linéaire constitue seulement une approximation du comportement réversible des matériaux (où à petites déformations). Au-delà de la limite d'élasticité, la courbe effort - déformation en déchargement est différente de la courbe suivie en chargement. Lorsque la déformation n'est plus réversible, le comportement est dit inélastique. De plus, à partir d'un certain niveau de chargement correspondant à une limite d'élasticité initiale, la limite d'élasticité évolue en fonction des sollicitations appliquées : c'est le phénomène de l'écrouissage (Figure 6.20).

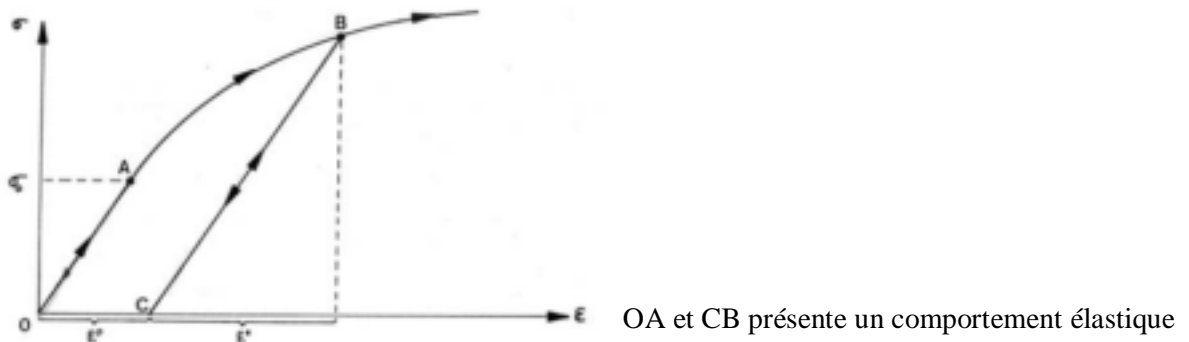


Figure 6.20: Phénomène d'écrouissage

La relation contrainte-déformation, pour un matériau élastique linéaire, se met sous la forme générale suivante :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl} + \sigma_{ij}^0 \quad \text{Eq 6.84}$$

Où

σ_{ij}^0 représente le tenseur des contraintes initiales correspondant à un état initial de déformation nulle ($\varepsilon_{kl}=0$) et C_{ijkl} le tenseur décrivant le comportement physique du matériau.

Si l'on suppose que l'état de contrainte initial est nul ($\sigma_{ij}^0=0$), l'équation devient :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \quad \text{Eq 6.85}$$

L'équation ci-dessus correspond à l'équation générale de Hooke dans laquelle σ_{ij} et ε_{kl} sont des tenseurs du deuxième ordre et C_{ijkl} un tenseur du quatrième ordre. Pour le matériau élastique linéaire isotrope, le tenseur C_{ijkl} prend la forme générale :

$$C_{ijkl} = \lambda\delta_{ij}\delta_{kl} + (\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}) \quad \text{Eq 6.86}$$

On obtient alors :

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad \text{Eq 6.87}$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\lambda \delta_{ij}}{2\mu(3\lambda+2\mu)} \sigma_{kk} + \frac{1}{2\mu} \sigma_{ij} \quad \text{Eq 6.88}$$

Dans ce cas, le comportement est entièrement caractérisé à partir de deux constantes indépendantes, λ et μ , appelées constantes de Lamé. Les deux équations précédentes peuvent également se mettre sous les formes équivalentes suivantes :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad \text{Eq 6.89}$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad \text{Eq 6.90}$$

Qui dépendent de deux autres constantes : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν . La stabilité du matériau impose les conditions suivantes sur les paramètres E et ν :

$$E > 0 \quad 5,0 \leq \nu \leq -1 \quad \text{Eq 6.91}$$

Dans la pratique, le coefficient de Poisson ν est positif pour un sol.

Les équations peuvent également s'exprimer en fonction du module de cisaillement G et du module de compression K . Ces paramètres correspondent à la décomposition du tenseur des contraintes σ_{ij} en une partie isotrope $p_{\delta ij}$ et une partie déviatorique S_{ij} :

$$\sigma_{ij} = P \delta_{ij} + s_{ij} = K \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2G e_{ij} \quad \text{Eq 6.92}$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3} \varepsilon_v \delta_{ij} + e_{ij} = \frac{1}{9K} \sigma_{kk} \delta_{ij} + \frac{1}{2G} s_{ij} \quad \text{Eq 6.93}$$

La valeur $\nu = 0,5$ correspond à $G = E/3$ et $1/K = 0$, c'est-à-dire à l'incompressibilité. Les relations entre les différents paramètres utilisés pour représenter l'élasticité linéaire isotrope sont résumées dans le Tableau 6.4.

Paramètres Couples de paramètres	Module de cisaillement $G = \mu$	Module d'Young E	Module de compression K	Coefficient de Poisson ν	Paramètre de Lamé λ
G, E	G	E	$\frac{GE}{9G-3E}$	$\frac{E-2G}{2G}$	$\frac{G(E-2G)}{3G-E}$
G, K	G	$\frac{9GK}{3K+G}$	K	$\frac{3K-2G}{2(3K+G)}$	$K - \frac{2G}{3}$
G, λ	G	$\frac{G(3\lambda+2G)}{\lambda+G}$	$\lambda + \frac{2G}{3}$	$\frac{\lambda}{2(\lambda+G)}$	λ
G, ν	G	$2G(1+\nu)$	$\frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	ν	$\frac{2G\nu}{1-2\nu}$
E, K	$\frac{3KE}{9K-E}$	E	K	$\frac{3K-E}{6K}$	$\frac{K(9K-3E)}{9K-E}$
E, ν	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	E	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$	ν	$\frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$
K, λ	$\frac{3(K-\lambda)}{2}$	$\frac{9K(K-\lambda)}{3K-\lambda}$	K	$\frac{\lambda}{3K-\lambda}$	λ
K, ν	$\frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$	$3K(1-2\nu)$	K	ν	$\frac{3K\nu}{1+\nu}$

Tableau 6.4 : Relations entre constantes élastiques (d'après Leipholz, 1974)

6.3.2.4. MODULE D'YOUNG ET COEFFICIENT DE POISSON DES MATERIAUX ISOTROPES

La détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson d'un matériau est effectuée en estimant les tangentes initiales aux courbes de obtenues à l'essai triaxial axisymétrique (Figure 6.21 et Figure 6.22). Si Oz représente l'axe de compression et Ox et Oy les deux axes dans le plan de l'échantillon cylindrique, les déformations ϵ_{xx} et ϵ_{yy} sont égales et principales, on obtient les relations suivantes:

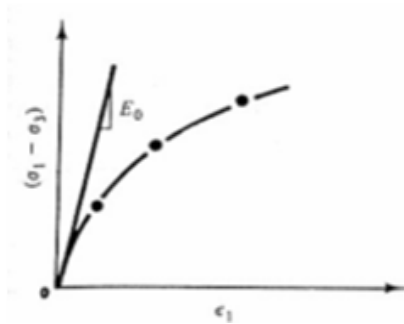


Figure 6.21: Détermination du module d'Young

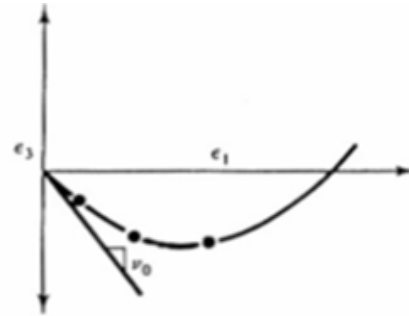


Figure 6.22 : Détermination du coefficient du Poisson

6.3.2.5. LOIS DE COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUES

La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et de déformations irréversibles. La décomposition usuelle mais qui n'est pas forcément la seule est la suivante :

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad \text{Eq 6.94}$$

Avec :

- ϵ : la déformation totale ;
- ϵ^e : la déformation élastique ;
- ϵ^p : la déformation plastique.

Ce comportement laisse de côté, en ce qui concerne la plasticité, tout effet de vieillissement et de viscosité du matériau. En conséquence, la relation fonctionnelle entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations est indépendante de l'incrément de temps pendant lequel la sollicitation a été appliquée. Les modèles de comportement élastoplastique sont caractérisés par les concepts fondamentaux suivants :

- La surface de charge, qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement d'un matériau est irréversible (plastique) ;
- Le domaine d'élasticité, qui correspond à l'intérieur de la surface de charge et dans lequel les déformations sont réversibles ;
- La règle d'écoulement plastique, qui décrit la manière dont évoluent les déformations plastiques ;
- La partition des déformations, qui décompose le tenseur des déformations totales en la somme du tenseur des déformations élastiques et du tenseur des déformations plastiques
- L'érouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes en fonction de l'intensité des sollicitations, dans ce cas, le domaine d'élasticité varie également ;
- Le critère de plasticité ou de rupture, qui caractérise la rupture du matériau (les déformations tendent vers l'infini).
- *surface de charge*

Dans l'espace des contraintes, le domaine d'élasticité initial ou actuel est en général défini par une fonction scalaire F de la contrainte σ , appelée surface de charge du matériau $F(\sigma_{ij})$ telle que :

$F(\sigma_{ij}) < 0$ correspond à l'intérieur du domaine, les déformations sont uniquement élastiques.

$F(\sigma_{ij}) = 0$ correspond à la frontière du domaine, les déformations élastiques peuvent être éventuellement accompagnées de déformations plastiques.

$F(\sigma_{ij}) > 0$ correspond à l'extérieur du domaine, c'est un état de contrainte physiquement Impossible.

- **Critère de plasticité**

On appelle : Critère de plasticité la condition :

$$F(\sigma_{ij}) = 0 \quad \text{Eq 6.95}$$

- **écrouissage**

L'évolution des déformations plastiques dans le cas des matériaux écrouissable conduit à un changement de limite élastique (dit écrouissage). Le domaine d'élasticité actuel dépend de l'état d'écrouissage, que l'on représente par une variable K introduite dans l'expression de la surface de charge notée $F(\sigma_{ij}, K)$. L'état d'écrouissage K n'évolue que lorsqu'il y a évolution de la déformation plastique. La surface de charge se dilate et se déplace au fur et à mesure que se développe l'écrouissage.

Diverses théories ont été construites pour représenter l'écrouissage, les trois principales sont :

- La théorie de l'écrouissage isotrope de Taylor et Quincey, qui fait dépendre l'écrouissage d'un paramètre scalaire unique (K). Le domaine d'élasticité se transforme par homothétie de centre O (origine de l'espace) (Figure 6.23a)
- La théorie de l'écrouissage cinématique de Prager, pour laquelle les frontières d'élasticité successives se déduisent de la frontière initiale par translation dans l'espace des contraintes. L'écrouissage dépend alors d'un paramètre tensoriel (K devient (k_{ij})) ;
- La théorie de l'écrouissage mixte, la combinaison des deux cas précédents conduit à un schéma plus complet. La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions.

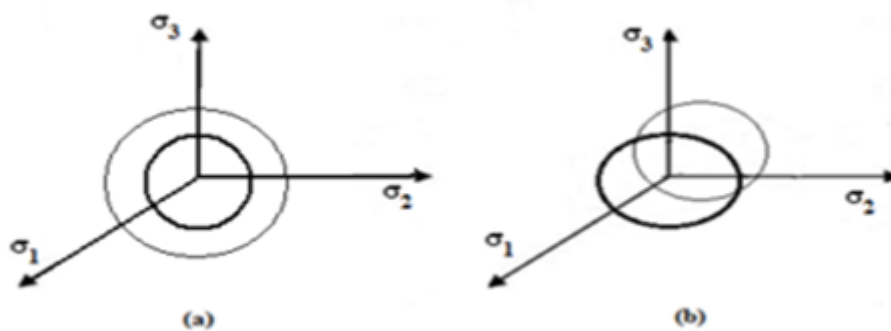


Figure 6.23 : Représentation de l'écrouissage (a) isotrope (b) cinématique dans le plan des contraintes principales

- **Règle d'écoulement plastique**

La règle d'écoulement plastique exprime l'accroissement de la déformation plastique en fonction des états des contraintes, et d'écrouissage par l'intermédiaire d'un potentiel plastique G , qui peut être différent de la fonction de charge F .

La règle d'écoulement plastique a pour objet d'exprimer ($d\varepsilon_{ij}$) en fonction de (σ_{ij}) et de l'état d'écrouissage k .

Soit σ_{ij} un état de contraintes correspondant à une étape de chargement donné. Si cet état est tel que $f(\sigma_{ij}) < 0$, σ_{ij} est à l'intérieur du domaine d'élasticité actuel, donc la variation de déformation est purement élastique : $d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e$.

Si cet état est tel que $f(\sigma_{ij}) = 0$, σ_{ij} se trouve sur la frontière du domaine. Pour décrire dans ce cas le comportement, il convient de distinguer selon que le point matériel est en chargement ou en déchargement. Si le sol est en déchargement, la variation de déformation est purement élastique

$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e$ et si le sol est en chargement, la variation de déformation comprend en plus la composante plastique :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad \text{Eq 6.96}$$

La règle d'écoulement plastique a pour objet d'exprimer $d\varepsilon_{ij}^p$ en fonction de σ_{ij} et $d\sigma_{ij}$.

Le principe du travail plastique maximal permet de qualifier la règle d'écoulement. Ainsi, en un point régulier de la frontière d'élasticité, la déformation plastique est de la forme :

$$\varepsilon^p = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad \text{Eq 6.97}$$

Où

$\dot{\lambda}$ est un scalaire appelé multiplicateur plastique ($\dot{\lambda} \geq 0$). On ferme le modèle sur le plan mathématique en écrivant la condition de cohérence :

$$f = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma} : \sigma = 0 \quad \text{si} \quad \dot{\lambda} > 0 \quad \text{Eq 6.98}$$

Toutes les vitesses de déformation possibles sont alors coaxiales à la normale extérieure à la frontière et ne dépendent que du scalaire $\dot{\lambda}$, non nul si et seulement si le point matériel est en état de chargement. L'expérience montre que, dans le cas des sols, les vitesses de déformation ne sont pas bien décrites par le principe du travail maximal. On est alors amené à introduire et à écrire la règle d'écoulement sous la forme :

$$\varepsilon^p = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad \text{Eq 6.99}$$

où g est une fonction du tenseur des contraintes appelée potentiel plastique. La règle d'écoulement est alors dite non associée. Dans le cas du matériau élastique-parfaitement plastique, le domaine d'élasticité est fixe : le point de charge σ_{ij} ne peut pas sortir du domaine ; les déformations plastiques n'apparaissent que si σ_{ij} est sur la frontière d'élasticité et y demeure. En pratique, le critère, comme le potentiel plastique, doivent être déterminés sur une base expérimentale.

6.3.2.6. CRITERES DE PLASTICITE USUELS EN MECANIQUE DES SOLS

On utilise encore très couramment en géotechnique, la loi élastique linéaire, parfaitement plastique avec les critères de plasticité, ici de rupture, de Mohr-Coulomb, de Tresca et de Von Mises. La loi de comportement modélise les courbes déviatrices $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ et de la déformation volumique $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$ en fonction de la déformation axiale ε_1 .

Concernant la courbe déviateur- déformation axiale, sous un premier chargement, si la valeur du déviateur q est inférieure à un certain seuil S donné par la loi de plasticité, on considère que le comportement du sol est élastique linéaire (Figure 6.24). Entre les points O et E le déviateur est

proportionnel à la déformation axiale $\sigma'_1 - \sigma'_3 = k \cdot \varepsilon_1$. Les chemins de chargement OE et de déchargement EO sont identiques. Dès qu'un point du sol atteint le seuil de plasticité S la déformation tend vers une valeur infinie et suit le chemin EP tant qu'on maintient le déviateur égal à S . Si on procède ensuite, à partir du point P , à un déchargement PO' , le chemin de contraintes au déchargement suit la même pente qu'au chargement, la pente au déchargement est donc identique à la pente de premier chargement. Au déchargement complet il subsiste une déformation permanente plastique ε^p . Ensuite si on opère un rechargement, le chemin de contrainte $O'P$ va suivre la même pente jusqu'au même seuil de plasticité S , la déformation totale étant alors $\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$. Enfin si le déviateur atteint à nouveau S , la déformation totale tend à nouveau vers l'infini.

Concernant la courbe déformation volumique – déformation axiale, sous un premier chargement, si la valeur du déviateur q est inférieure à un certain seuil S donné par la loi de plasticité, on considère que le comportement du sol est élastique linéaire (Figure 6.25). Entre les points O et E , le volume de l'échantillon diminue, proportionnellement à la déformation axiale. Quand le déviateur atteint le seuil de plasticité S , suivant l'état initial du sol et la contrainte σ'_3 le volume de l'échantillon augmente, il se dilate, phénomène de dilatance (Figure 3.63) ou se contracte, phénomène de contractance. Pour de grandes déformations, au-delà du point P , par exemple, on atteint l'état critique pour lequel la déformation volumique ne varie plus (Figure 6.25)

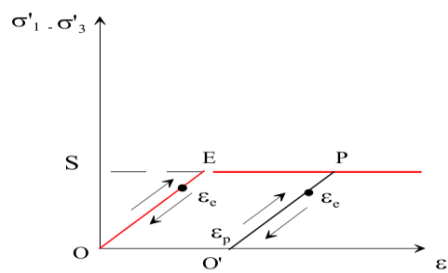


Figure 6.24 : Courbes déviateur – déformation axiale pour la loi élastique -linéaire parfaitement plastique

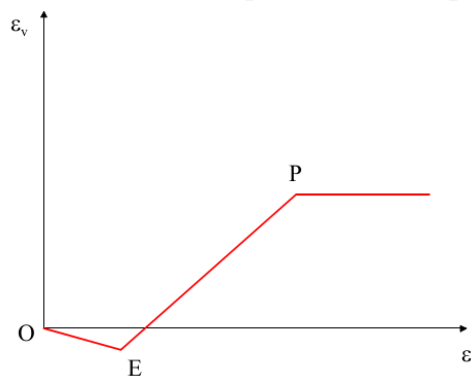


Figure 6.25 : La variation de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale

On présente ici les principaux critères utilisés en mécanique des sols.

- Critère de Tresca

Le critère de Tresca est utilisé pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme, durant lesquelles la variation de volume est nulle. La surface de charge f est mathématiquement donnée par la relation :

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2k \tag{Eq 6.100}$$

Où

σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) ;

k une constante correspondant à la contrainte maximum de cisaillement à la rupture (pour les sols cohérents, ce paramètre correspond à la cohésion non drainée C_u).

Il se caractérise pour le modèle complet par une élasticité linéaire isotrope (E_u, ν_u), et un seuil de plasticité S tel que :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2C_u \tag{Eq 6.101}$$

Si $(\sigma_1 - \sigma_3) < 2C_u$, le sol est dans le domaine élastique ;

Si $(\sigma_1 - \sigma_3) = 2C_u$, le sol est dans le domaine plastique.

Il est impossible que $(\sigma_1 - \sigma_3) > 2C_u$.

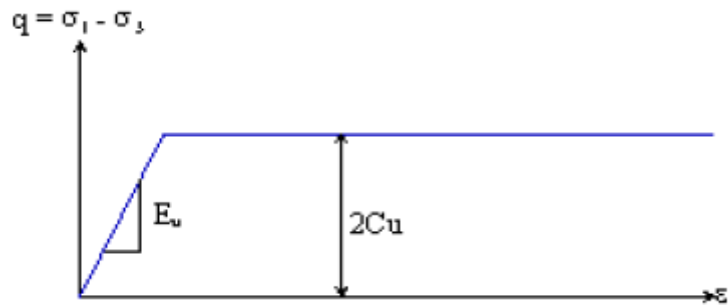


Figure 6.26 : Caractéristiques de la loi élastique-linéaire parfaitement plastique
Critère de rupture de Tresca

Avec ϕ_u et C_u ont les définitions suivantes :

$\phi_u = 0$: angle de frottement, à court terme, d'un sol fin saturé

C_u , cohésion à court terme, d'un sol fin saturé.

Ces deux caractéristiques d'un sol fin saturé à court terme sont donc des valeurs transitoires qui ne sont valables qu'à court terme. Elles ont été introduites pour faciliter les calculs, en particulier en phase de chantier, la connaissance des contraintes effectives étant plus difficiles à calculer tout au long de la consolidation du massif de sol fin saturé.

Les courbes de déviateur $(\sigma_1 - \sigma_3)$ en fonction de la déformation axiale ϵ_1 permettent de déterminer le déviateur à la rupture. Les enveloppes des différents cercles de Mohr, à la rupture, sont 2 droites de rupture parallèles à l'axe des contraintes normales σ .

Le critère de Tresca dans les axes de Mohr s'exprime donc par

$$\tau = C_u \tag{Eq 6.102}$$

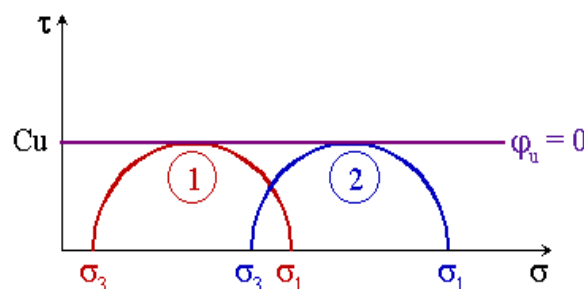


Figure 6.27 : Critère de rupture de TRESCA (Argile saturée non drainée)

On peut également déterminer le module de Young et le coefficient de Poisson non drainés. Puisque $\epsilon_v = 0$ le coefficient de Poisson ν est égal à 0,5 et on peut calculer E_u , module de Young non drainé en fonction du module de Young drainé E' , en écrivant que le module de cisaillement de Coulomb est le même dans les deux cas $\tau = \tau' = G\gamma$.

$$G_u = G' = \frac{E'}{2(1+\nu')} = \frac{E_u}{2(1+\nu_u)} \quad \text{Eq 6.103}$$

$$E_u = E' \frac{(1+\nu_u)}{(1+\nu')} \quad \text{Eq 6.104}$$

$$E_u = E' \frac{(1+\nu_u)}{(1+\nu')} \quad \text{Eq 6.105}$$

Le module de Young non drainé E_u sera donc toujours plus élevé que le module de Young drainé E' . La Figure 6.28 donne des représentations du critère de Tresca dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales.

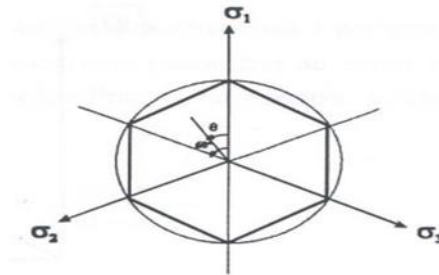


Figure 6.28 : Représentations du critère de Tresca dans le plan déviatorique

1. CRITERE DE DRUCKER-PRAGER

Le critère de Drucker-Prager constitue une généralisation du critère de Von Mises aux matériaux pulvérulents, prenant en compte le premier invariant du tenseur de contraintes I_1 et le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques J_2 . Son expression est la suivante :

$$f(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0 \quad \text{Eq 6.106}$$

Où α et k sont deux paramètres qui peuvent être déterminés à partir de résultats d'essais. Si le paramètre α est nul, la loi se réduit à celle de Von Mises.

Figure 6.29 donne des représentations du critère de Drucker-Prager dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales.

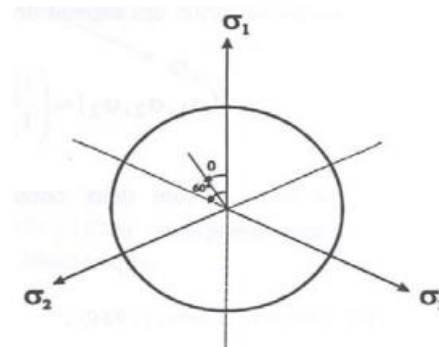


Figure 6.29: Représentations du critère de Drucker-Prager dans le plan déviatorique

D'une manière générale, des analogies peuvent être établies entre les critères de Mohr-Coulomb et de Drucker-Prager, qui permettent de relier les paramètres α , et k aux paramètres c , et ϕ . En condition triaxiale axisymétrique ($\sigma_2 = \sigma_3$), l'analogie entre les critères conduit aux relations suivantes :

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad \text{Eq 6.107}$$

$$k = \frac{6c \cos\varphi}{\sqrt{3}(3-\sin\varphi)} \quad \text{Eq 6.108}$$

En condition de déformations planes ($\varepsilon_2 = 0$, par exemple), l'hypothèse d'une loi d'écoulement associée et l'analogie entre les critères conduit alors aux relations suivantes :

$$\alpha = \frac{\tan\varphi}{\sqrt{9+12\tan^2\varphi}} \quad \text{Eq 6.109}$$

$$k = \frac{3c}{\sqrt{9+12\tan^2\varphi}} \quad \text{Eq 6.110}$$

2. CRITERE DE MOHR-COULOMB

Le modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec critère de plasticité de Mohr – Coulomb est encore le modèle le plus utilisé dans la pratique courante de la géotechnique, en principe seulement pour les chemins monotones (sans cycles de chargement – déchargement), pour les sols grenus (sable et gravier) et le comportement drainé, à long terme, des sols fins saturés (limon et argile).

Il se caractérise, pour le modèle complet, élastique – parfaitement plastique par une élasticité linéaire isotrope (E', ν') et un seuil de plasticité S (Figure 6.30) tel que :

$$f(\sigma'_{ij}) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin\phi' - 2C' \cos\phi' \quad \text{la fonction de charge} \quad \text{Eq 6.111}$$

Si $(\sigma'_1 - \sigma'_3) < 2C' \cos\phi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin\phi'$, domaine élastique ;

Si $(\sigma'_1 - \sigma'_3) = 2C' \cos\phi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin\phi'$, domaine plastique

Il est impossible que $(\sigma'_1 - \sigma'_3) > 2C' \cos\phi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin\phi'$.

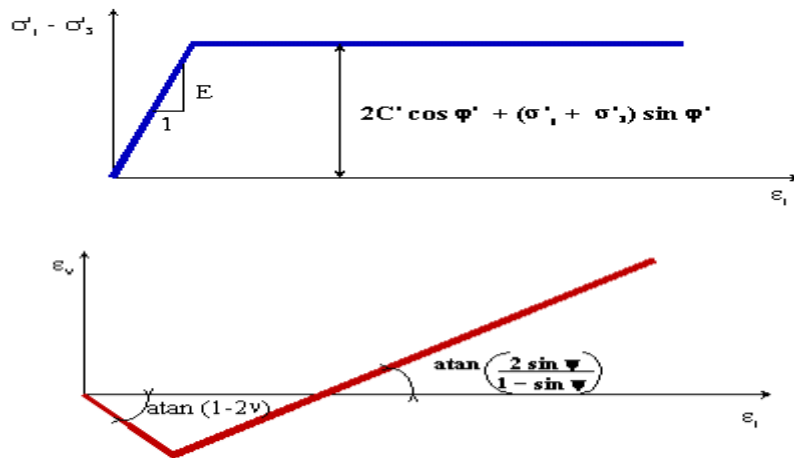


Figure 6.30 : Caractéristiques de la loi élastique-linéaire parfaitement plastique. Critère de rupture Mohr-Coulomb

La contrainte principale intermédiaire σ'_2 ne joue aucun rôle.

ϕ' , C' , ψ ont les définitions suivantes :

ϕ' : angle de frottement interne du sol, correspond à un frottement solide dans un squelette de grains ou de particules.

C' : cohésion entre les particules fines du sol, « colle » entre les particules qui existe sous certaines conditions

ψ : l'angle de dilataance du sol, il représente l'augmentation de volume du squelette du sol qui se produit pendant le cisaillement du sol, le contraire est la contractante.

La Figure 6.31 indique à partir de l'enregistrement de la variation de volume de l'échantillon ε_v en fonction de la déformation axiale ε_1 l'angle de dilatance ψ . Le rapport de la variation volumique plastique de l'échantillon de sol sur la variation de la déformation verticale est égal à :

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_1^p} = \frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad \text{Eq 6.112}$$

Les valeurs de ϕ' et C' sont calculées dans les axes de Mohr, Cambridge ou Lambe.

La Figure 6.31 donne des représentations du critère de Mohr-Coulomb dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales.

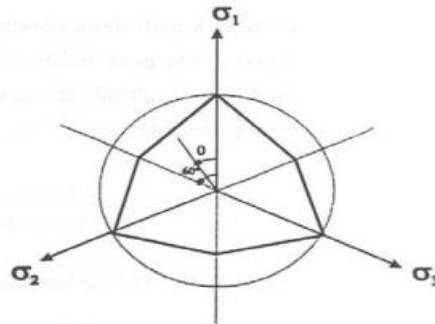


Figure 6.31 : Représentations du critère de Mohr-Coulomb dans le plan déviatorique

a. Détermination de ϕ' et C' dans les axes de Mohr

Les courbes de déviateur ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) en fonction de la déformation axiale ε_1 permettent de déterminer le déviateur à la rupture, soit au pic, soit pour une déformation donnée, soit à l'état critique.

Si on soumet plusieurs échantillons de sol, à des contraintes de confinement σ'_3 différentes, jusqu'au critère de rupture, les enveloppes des différents cercles de Mohr, à la rupture, sont, en première approximation, 2 droites symétriques (Figure 6.32).

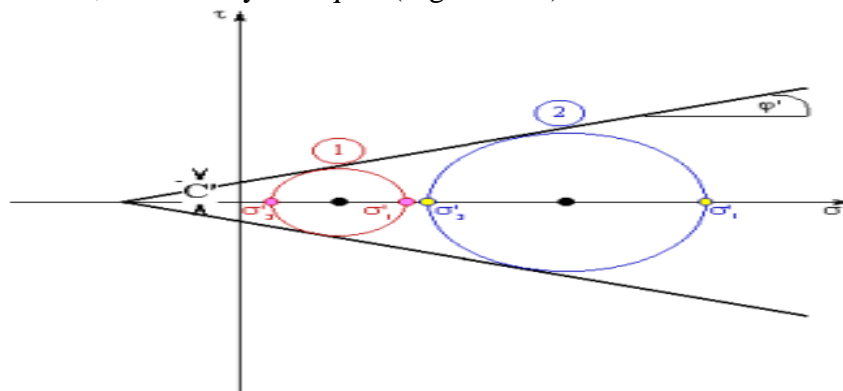


Figure 6.32 : Droites de rupture de Mohr-Coulomb

Le critère de plasticité de Coulomb dans les axes de Mohr s'exprime donc par la formule générale :

$$\tau = C' + \sigma \tan \phi' \quad \text{Eq 6.113}$$

Le critère de plasticité de Coulomb couplé au postulat de Terzaghi donne :

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = (\sigma'_1 + \sigma'_3 + 2H) \sin \phi' \quad \text{Eq 6.114}$$

b. Détermination de ϕ' et C' dans les axes de Cambridge

Si l'enveloppe d'une famille de cercles de Mohr est une droite, le lieu des points représentatifs de ces états de contraintes est également une droite dans le plan p, q (Figure 6.33).

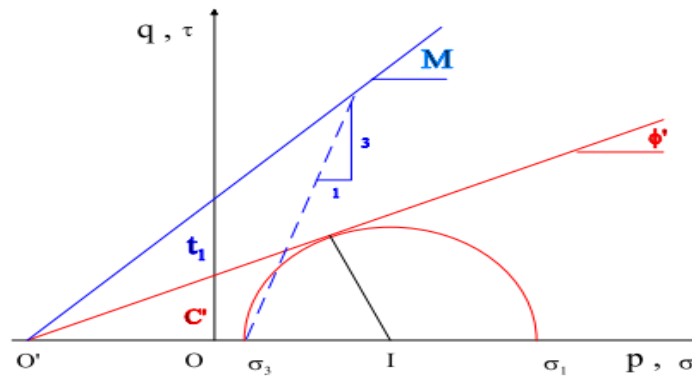


Figure 6.33: Correspondance entre la droite de rupture dans les axes de Mohr et dans les axes de Cambridge

$$q = \frac{6\sin\phi'}{3-\sin\phi'} p' + \frac{6C'\cos\phi'}{3-\sin\phi'} = Mp' + t_1 \quad \text{Eq 6.115}$$

La pente M et l'ordonnée à l'origine de la droite de rupture t_1 dans le chemin de contraintes de Cambridge, p' , q , permettent de déduire l'angle de frottement interne ϕ' et la cohésion C' définis dans les axes de Mohr-Coulomb.

c. Détermination de ϕ' et C' dans les axes de Lambe

La Figure 6.34 représente deux enveloppes pour le même cercle de Mohr. Les coordonnées s' et t coïncident avec les coordonnées σ' et τ .

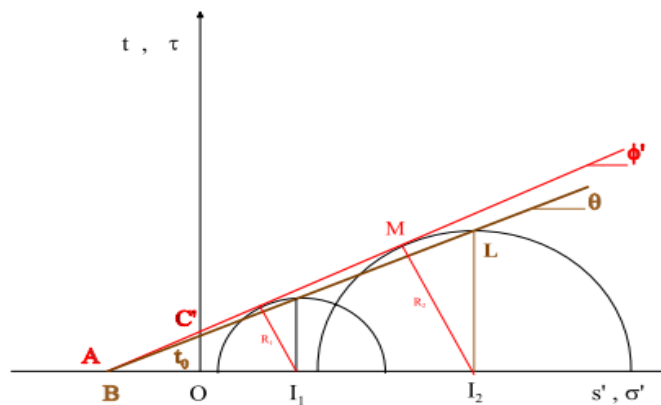


Figure 6.34 : Correspondance entre la droite de rupture dans les axes de Mohr et dans les axes de Lambe

La droite de rupture dans les axes de Mohr tangente le cercle au point M, la droite de rupture dans les axes de Lambe passe par le sommet du cercle L. Des considérations élémentaires montrent que les deux droites interceptent les axes σ' et s' au même point A. On en déduit :

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = (\sigma'_1 + \sigma'_3 + 2H)\sin\phi' \quad \text{Eq 6.116}$$

$$t = s \cdot \sin\phi' + C \cdot \cos\phi' \quad \text{Eq 6.117}$$

On a:

$$t = s' \cdot \tan\theta + t_0 \quad \text{Eq 6.118}$$

$$\sin\phi' = \tan\theta \quad \text{Eq 6.119}$$

$$C' = \frac{t_0}{\cos\phi'} \quad \text{Eq 6.120}$$

L'intérêt de tracer les chemins de contrainte s' , t est de pouvoir obtenir une droite par régression linéaire, procédure plus simple que de tracer la tangente à plusieurs cercles de Mohr.

d. Détermination de E' , ν' et ψ

Le seuil de plasticité ayant été défini on détermine les paramètres des relations entre le déviateur et la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Figure 6.30) dans le domaine élastique. On complète par la détermination de l'angle de dilatance ψ dans le domaine plastique qui permet d'obtenir une courbe complète de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Figure 6.30).

e. Détermination du module de Young E'

Il suffit d'appliquer la loi d'élasticité linéaire en considérant que dans l'essai triaxial :

$$d\varepsilon_2 = d\varepsilon_3 \quad \text{et} \quad d\sigma_2 = d\sigma_3 = 0$$

En appliquant l'équation du domaine élastique, on obtient :

$$d\sigma_1 - d\sigma_3 = E' d\varepsilon_1 \quad \text{Eq 6.121}$$

La Figure 6.30 montre sur la courbe du déviateur $\sigma'_1 - \sigma'_3$ en fonction de la déformation axiale ε_1 , comment déterminer le module de Young E' .

En fait la détermination d'un module E' , réaliste, est une opération très délicate, l'élasticité étant rapidement non linéaire même pour de faibles déformations. En réalité le module de Young E' diminue quand la déformation augmente et augmente avec la contrainte de confinement σ'_3 .

f. Détermination du coefficient de Poisson ν'

Il suffit d'appliquer la loi d'élasticité linéaire en considérant que dans l'essai triaxial : $d\varepsilon_2 = d\varepsilon_3$ et $d\sigma_2 = d\sigma_3 = 0$. On obtient:

$$\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1} = 1 - 2\nu' \quad \text{Eq 6.122}$$

La Figure 6.30 indique à partir de l'enregistrement de la variation de volume de l'échantillon ε_v en fonction de la déformation axiale ε_1 comment déterminer le coefficient de Poisson ν .

g. Détermination de l'angle de dilatance

Pour calculer l'angle de dilatance ψ , on montre que le rapport de la variation volumique plastique de l'échantillon de $d\varepsilon_v^p$ sur la variation de la déformation verticale $d\varepsilon_1^p$ est égal à :

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_1^p} = \frac{-2\sin\Psi}{1-\sin\Psi} \quad \text{Eq 6.123}$$

La Figure 6.30 indique à partir de l'enregistrement de la variation de volume de l'échantillon ε_v en fonction de la déformation axiale ε_1 l'angle de dilatance ψ qui caractérise l'augmentation de volume du sol pendant le cisaillement.

La dilatance est fonction évidemment de la compacité du sol mais également de la contrainte moyenne p' .

Pour une contrainte moyenne donnée la dilatance sera d'autant plus forte que la compacité des sols grenus ou la surconsolidation des sols fins sera forte. Mais la dilatance dépend également de la contrainte moyenne, à compacité ou surconsolidation initiale égale la dilatance diminuera avec l'augmentation de la contrainte moyenne. Ainsi un sable lâche peut être dilatant sous faibles contraintes et un sable compact contractant (diminution de volume) sous fortes contraintes.

6.3.2.7. MODELES ELASTOPLASTIQUES AVEC ECROUISSAGE

Les modèles élastoplastiques avec écrouissage sont largement utilisés depuis une trentaine d'années pour la modélisation des sols. Nous nous sommes intéressés au comportement

élastoplastique avec écrouissage positif, et plus particulièrement aux modèles Cam-Clay, Cam-Clay modifié et à celui de Nova. Dans ces trois modèles, l'élasticité est non linéaire.

Dans cette grande famille, les lois sont basées sur fait que le sol subit des déformations plastiques au cours de la sollicitation avant rupture. Les plastifications peuvent être de deux natures: liées au cisaillement ce qui peut conduire à la rupture du sol et liées à la compression.

1. DEFINITION DE L'ECROUISSAGE

Pour un matériau écrouissable, le domaine d'élasticité actuel n'est pas fixé une fois pour toutes, mais dépend de l'état d'écrouissage, que l'on représente par une variable k introduite dans l'expression de la surface de charge, notée désormais $f(\sigma_{ij}, k)$. L'état d'écrouissage k n'évolue que lorsqu'il y a évolution de la déformation plastique. Diverses théories ont été construites pour représenter l'écrouissage. Les deux principales sont :

- la théorie de l'écrouissage isotrope, qui fait dépendre l'écrouissage d'un paramètre unique. Le domaine d'élasticité se transforme par homothétie de centre O (origine de l'espace) au fur et à mesure de l'écrouissage. Revue des principaux modèles élastoplastiques avec élasticité non linéaire
- la théorie de l'écrouissage cinématique, pour laquelle les frontières d'élasticité successives se déduisent de la frontière initiale par translation dans l'espace des contraintes. L'écrouissage dépend alors d'un paramètre tensoriel.

On introduit également, lorsqu'il y a écrouissage, la variable $H(\sigma_{ij}, k)$, appelée module d'écrouissage et définie par la relation :

$$H\dot{\lambda} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad \text{Eq 6.124}$$

Où

$\dot{\lambda}$ est le multiplicateur plastique ($\dot{\lambda} \geq 0$).

2. MODELES CAM-CLAY ET CAM-CLAY MODIFIE

Le modèle Cam-Clay (*Roscoe et al, 1963*) et le modèle Cam-Clay modifié (*Roscoe et Burland, 1968*) de l'Université de Cambridge (Royaume-Uni) ont été développés pour décrire le comportement des argiles normalement consolidées ou faiblement surconsolidées. La formulation de ces modèles est basée sur les conditions de l'essai triaxial conventionnel. Les modèles développés, connus sous le nom de « modèles Cam-Clay », sont destinés essentiellement à décrire le comportement des argiles reconstituées en laboratoire.

Certaines argiles se caractérisent par les comportements suivants :

- La forte porosité de ces matériaux provoque des déformations irréversibles sous chargement hydrostatique correspondant à une réduction importante de la porosité. Ce mécanisme purement contractant est parfois appelé « collapse »,
- Sous chargement déviatorique, ces matériaux montrent une phase contractante suivie d'une phase où le matériau se déforme à volume plastique constant ou se dilate.

Tout l'intérêt du modèle de Cam Clay réside dans sa faculté à décrire ces phénomènes avec un minimum d'ingrédients et notamment une seule surface de charge et un écrouissage associé à une seule variable scalaire.

Les concepts d'état critique et d'état limite développé à l'université de Cambridge (*Roscoe K-H, Schofield A.N., et Wroth C-P, 1958*) ont permis de développer les modèles de CAM CLAY. Ils ne s'appliquent qu'à des argiles normalement consolidées ou faiblement

surconsolidées, isotropes, mais tous les principes sont qualitativement applicables aux argiles naturelles, fortement surconsolidées et anisotropes.

a. Concept d'état limite et d'état critique

Les essais de consolidation isotrope et les essais triaxiaux sur des argiles reconstituées en laboratoire permettent d'introduire les concepts d'état limite et d'état critique.

b. Etat limite en compression isotrope

On reporte les résultats d'un essai de compression isotrope dans le plan $(\ln p - e)$, où e est l'indice des vides : on obtient des courbes qui peuvent être assimilées à des droites (Figure 6.35).

On appelle courbe vierge isotrope **CVI**, la courbe de chargement obtenue au cours de l'essai de compression isotrope. Le long de cette courbe, le sol est normalement consolidé et se trouve à l'état plastique. Elle est généralement représentée par l'équation suivante :

$$e = e_\lambda - \lambda \ln p \quad \text{Eq 6.125}$$

La courbe de déchargement-rechargement schématise un cycle de déchargement-rechargement. Le sol est surconsolidé (Au-delà de cette préconsolidation) et se trouve dans un état élastique non linéaire. L'équation de cette courbe est la suivante :

$$e = e_\kappa - \kappa \ln p \quad \text{Eq 6.126}$$

les facteurs λ et κ représentent respectivement les pentes de la courbe vierge isotrope et de la courbe de déchargement-rechargement (κ est aussi appelé coefficient de gonflement), e_λ et e_κ correspondent à des indices des vides obtenus pour une pression de référence de 1 kPa. λ et κ peuvent être reliés respectivement à l'indice de compression C_c et à l'indice de décompression-recompression C_s déduits d'un essai œdométrique classique

$$\lambda = C_c / \ln 10 \quad \text{Eq 6.127} \quad \text{et} \quad \kappa = C_s / \ln 10 \quad \text{Eq 6.128}$$

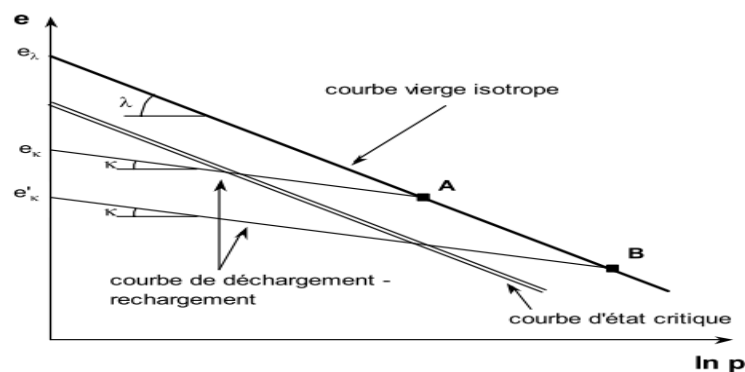


Figure 6.35 : Etat limite et état critique dans le plan $(\ln p, e)$

c. Notion d'état critique – le paramètre M

Les essais triaxiaux de révolution permettent de contrôler à la fois la composante déviatorique q et la composante sphérique p du chargement. Suivant le rapport de ces deux composantes, on observe un comportement plastique purement dilatant ou contractant. La droite $q = M \cdot p$ représentant l'ensemble des points critiques sur les surfaces de charge où l'état mécanique évolue sans changement de volume plastique.

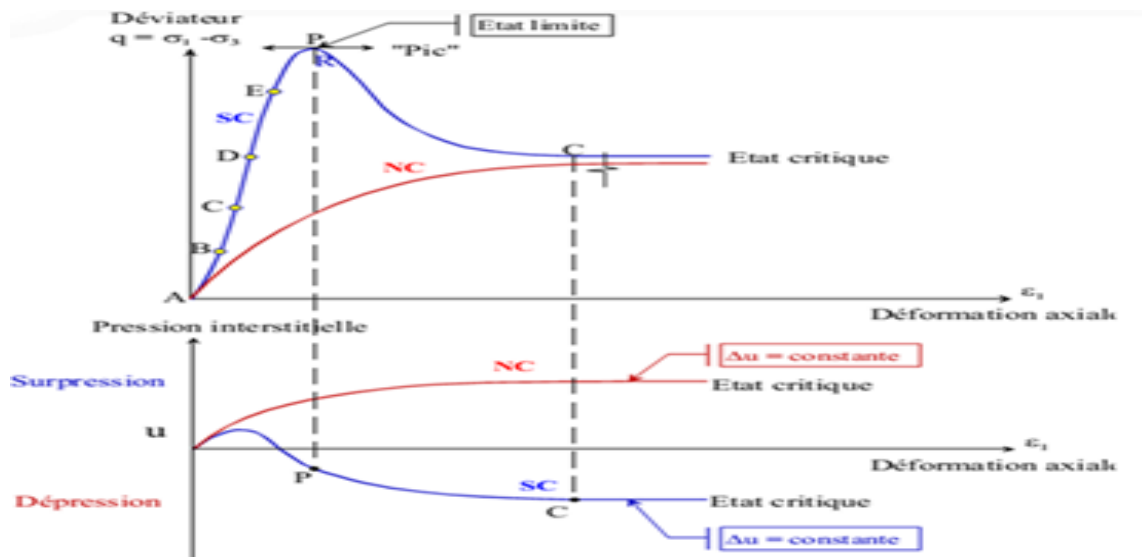


Figure 6.36 : Exemples d'état limite et d'états critiques pour un essai triaxial consolidé - non drainé sur des argiles saturées normalement consolidées et surconsolidées

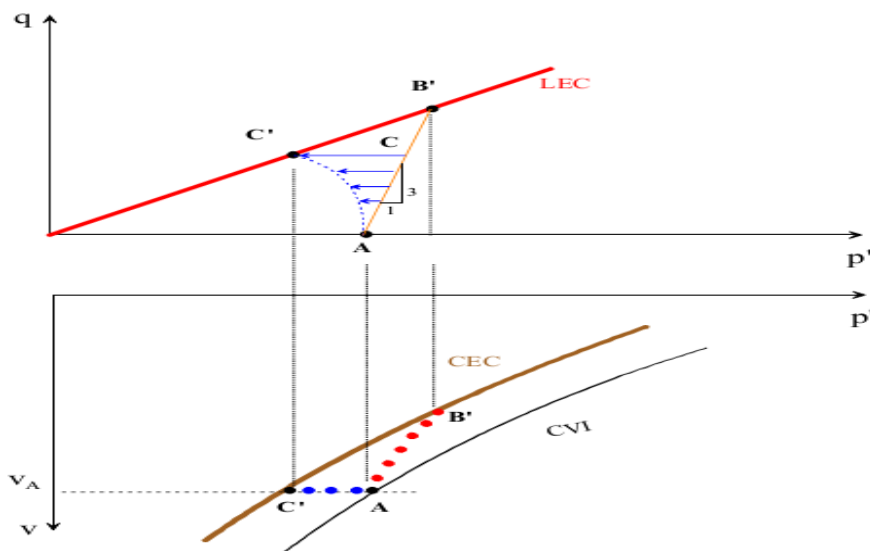


Figure 6.37 : Chemins de contrainte et de déformation vers l'état critique

Le paramètre M caractérisant cet état, peut être déterminé à partir de résultats d'essais triaxiaux de compression, il représente la pente de la courbe d'état critique dans le plan (p, q) définie par :

- Un rapport de contraintes constant : $M = \frac{q}{p}$;
- L'absence de variations de volume : $\varepsilon_{vol} = 0$;
- Une courbe d'état critique dans le plan $(e, \ln p)$ de pente λ ,

La courbe d'état critique est une droite approximativement parallèle à la courbe de consolidation isotrope sur le plan $(e, \ln p)$. Pour un essai de compression, le paramètre M est relié à l'angle de frottement interne du sol par la relation :

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad \text{Eq 6.129}$$

Où ϕ est l'angle de frottement.

Cet état est appelé « état critique » et est déterminé par les équations suivantes :

$$q = M p \quad \text{Eq 6.130}$$

$$e = \Gamma - \lambda \ln p \quad \text{Eq 6.131}$$

Où M et Γ sont des paramètres de la loi. Pour un essai triaxial de compression, M est défini par :

$$M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

d. Equation du modèle

Deux versions successives du modèle Cam-Clay ont été proposées. Le modèle original a permis de décrire de manière qualitative les phénomènes observés expérimentalement. Mais, pour des chemins proches de l'axe de compression isotrope et des rapports de contraintes faibles, ce modèle prédit des déformations déviatoriques trop fortes. Pour cette raison, la loi d'écoulement (ou relation contrainte-dilatance) a été modifiée par *Burland et Roscoe*.

La contrainte p_c est la contrainte de préconsolidation elle est prise généralement, égale au poids du sol pour éviter d'avoir des zones surconsolidées. Elle est aussi la contrainte isotrope qui correspond au point d'intersection (dont les coordonnées sont $\left(\frac{p_c}{2}; M \frac{p_c}{2}\right)$) de la surface de charge (courbe d'état limite CEL) avec l'axe de compression isotrope (la droite d'état critique LEC), limitant ainsi le domaine d'élasticité actuel (Figure 6.38) ; cette pression peut être considérée comme le paramètre qui commande l'évolution de la surface de charge, donc l'écrouissage.

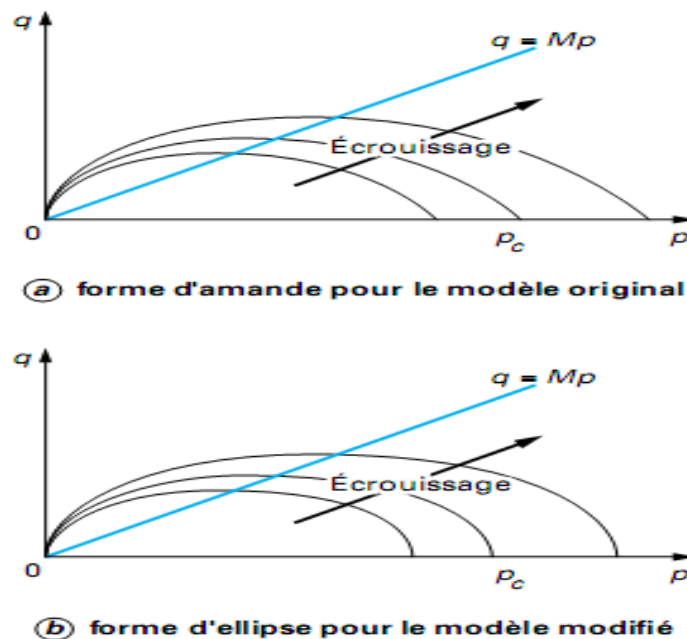


Figure 6.38 : Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p, q)

L'équation de l'ellipse dans $(p - q)$ est pour une consolidation p_c :

$$q^2 = M^2 \cdot p \cdot (p_c - p) \quad \text{Eq 6.132}$$

Le tableau suivant résume les critères d'élasticité et l'équation d'écrouissage pour la version originale et modifiée du modèle, ainsi que la déformation plastique :

Modèle Cam-Clay	Relation contrainte-dilatance	Potentiel plastique G (p, q, p _c) et surface de charge F (p, q, p _c)
Version originale	$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_d^p} = M - \frac{q}{p}$	$G(p, q, p_c) = \frac{q}{Mp} - \ln\left(\frac{p_c}{p}\right) = 0$ $F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)$
Version modifiée	$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2 - \left(\frac{q}{p}\right)^2}{2\frac{q}{p}}$	$G(p, q, p_c) = \frac{q^2}{M^2 p^2} + 1 - \frac{p_c}{p} = 0$ $F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)$
$\varepsilon_v^p = \varepsilon_{ij}^p \delta_{ij}; \quad \varepsilon_d^p = \sqrt{\frac{2}{3}} e_{ij}^p e_{ij}^p \quad \text{et} \quad e_{ij}^p = \varepsilon_{ij}^p - \frac{1}{3} \varepsilon_{ij}^p \delta_{ij}$		

Tableau 6.5 : Expressions de la relation contrainte-dilatance et de la surface de charge

En décomposant l'indice des vides e en une partie élastique e^e et une partie plastique e^p, puis en différenciant, il vient :

$$de^e = -(1 + e_0) d\varepsilon_{vol}^e \tag{Eq 6.133}$$

$$\text{Et} \quad de^p = -(1 + e_0) d\varepsilon_{vol}^p = -(\lambda - \kappa) \frac{dp_c}{p_1} \tag{Eq 6.134}$$

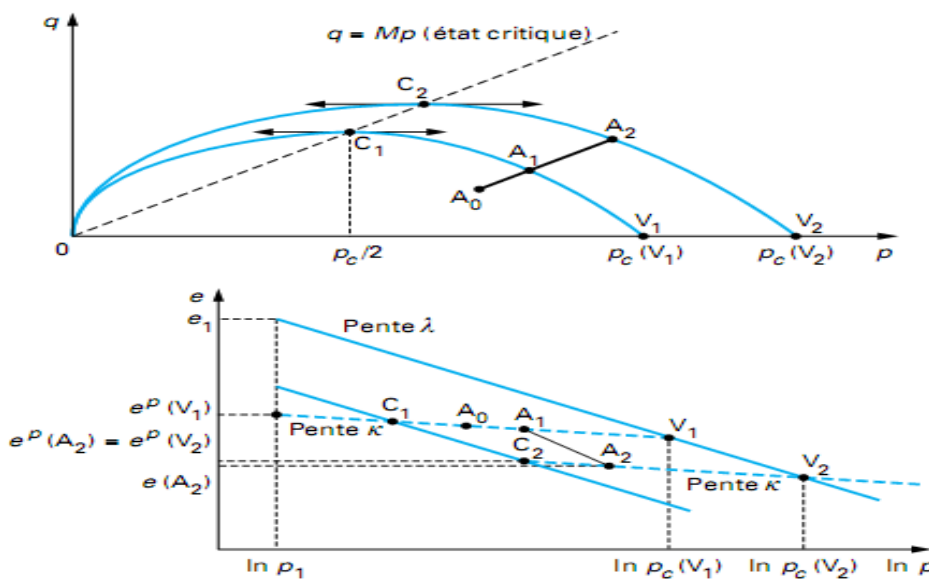


Figure 6.39 : Représentation de l'écroutissage pour le modèle Cam-Clay

L'évolution de l'écroutissage est alors gouvernée par la relation :

$$\frac{dp_c}{p} = \frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa} d\varepsilon_{vol}^p \tag{Eq 6.135}$$

L'élasticité associée aux modèles Cam-Clay est une élasticité non linéaire isotrope, qui se généralise sous la forme tensorielle suivante :

$$d\varepsilon_{ij}^e = -\left(\frac{\kappa}{1 + e_0} + \frac{3}{2} G\right) d\sigma_{ij} - \frac{\kappa}{1 + e_0} \frac{dp}{p} \delta_{ij} \tag{Eq 6.136}$$

Où G est le module de cisaillement.

Une relation logarithmique entre la déformation volumique et la contrainte effective est considérée.

$$\varepsilon_v - \varepsilon_{v0} = \lambda \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right) \quad \text{Eq 6.137}$$

λ indice de compression

La déformation élastique

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_{v0}^e = \kappa \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right) \quad \text{Eq 6.138}$$

Le paramètre κ est le coefficient de gonflement qui détermine le comportement d'un sol pendant un cycle de chargement – déchargement

La règle d'écoulement associée ($f = g$) s'écrit :

$$d\varepsilon_V^p = \lambda \frac{df}{dp} \quad \text{Eq 6.139}$$

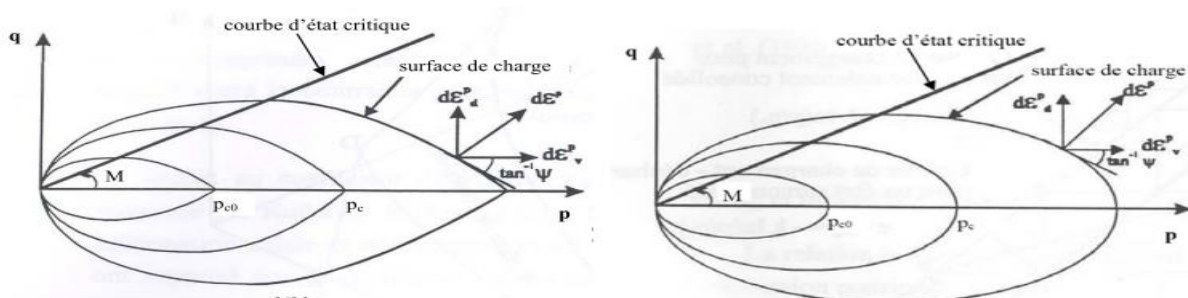
$$d\varepsilon_d^p = \lambda \frac{df}{dq} \quad \text{Eq 6.140}$$

La condition de cohérence $df = 0$ si $\dot{\lambda} (\dot{\lambda} > 0)$ permet de donner explicitement la forme de la loi d'écrouissage. La loi d'écrouissage pour une surface de charge initiale passant par le point $(p_{c0}, 0)$ dans le plan (p, q) est donnée par la relation :

$$p_c = p_{c0} \exp(\alpha_p \varepsilon_V^p) \quad \text{Eq 6.141}$$

Avec

$$\alpha_p = \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \quad \text{Eq 6.142}$$



(a) – Modèle Cam-Clay

(b) – Modèle Cam-Clay modifié

Figure 6.40: Représentation des surfaces de charge dans le plan (p, q)

Pour un essai à l'appareil triaxial, les expressions générales des incréments de déformations élastoplastiques peuvent se mettre sous la forme matricielle suivante :

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_V \\ d\varepsilon_d \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K} + \Psi H_p & H_p \\ H_p & \frac{1}{3G} + \frac{H_p}{\Psi} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp \\ dq \end{Bmatrix} \quad \text{Eq 6.143}$$

Avec, pour le modèle Cam-Clay :

$$H_p = \frac{1}{\alpha_p p M} \quad \text{Eq 6.144}$$

Et pour le modèle Cam-Clay modifié :

$$H_p = \frac{2\eta}{\alpha_p p (M^2 + \eta^2)} \quad \text{Eq 6.145}$$

H_p est le paramètre d'écrouissage et η est le rapport de contrainte q/p .

Les lois de comportement Cam-Clay et Cam-Clay modifié comportent alors sept paramètres :

$e_\lambda, \lambda, \kappa, \mathbf{M}, \mathbf{e}_0, \mathbf{v}$ et \mathbf{p}_{c0} . Le paramètre Γ est donné par la relation $\Gamma = e_\lambda - \lambda + \kappa$. Eq 6.146

6.3.2.8. MODELES ELASTOPLASTIQUES AVEC ECROUISSAGE APPLIQUES AUX DECHETS

• **MODELE CONSTITUTIF PROPOSE (BABU SIVAKUMAR ET AL, 2010a, b)**

Babu Sivakumar et al (2010a) ont proposé un modèle de comportement qui peut être utilisé pour déterminer le tassement du DSM. Dans ce modèle, les comportements élastique, plastique de même que le fluage mécanique et la décomposition biologique sont additionnés pour calculer la déformation volumique totale du MSW sous un chargement comme suit:

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p + d\varepsilon_v^c + d\varepsilon_v^b \quad \text{Eq 6.147}$$

Où $d\varepsilon_v^e, d\varepsilon_v^p, d\varepsilon_v^c, \text{ and } d\varepsilon_v^b$ sont les incréments de déformation volumique en raison élastique, plastique, en raison du temps pour le fluage mécanique et biochimique (sous l'effet de la biodégradation), respectivement.

Les hypothèses suivantes ont été accomplies dans le développement du modèle constitutif proposé pour MSW:

- (1) Le comportement mécanique résulte d'un comportement élasto-plastique dans le cadre de modèle de l'État critique du sol avec la règle d'écoulement associée;
- (2) Le comportement général contrainte-déformation de DSM est régi par la nature fibreuse (phase solide) de DSM.
- (3) Le fluage est régi par un phénomène en fonction du temps et représenté par une fonction exponentielle similaire à l'hypothèse du modèle de *Gibson et de Lo (1961)*, qui est donnée par

$$\varepsilon_v^c = b\sigma'_{11}(1 - e^{-ct'}) \quad \text{Eq 6.148}$$

Où

- (*b*) est le coefficient de fluage mécanique;
- (σ'_{11}) est la variation de la contrainte moyenne effective,
- (*C*) est la constante de vitesse de fluage mécanique;
- (*t'*) est le temps écoulé depuis l'application de l'augmentation de la contrainte.

- (4) La déformation biologique est liée au temps et la valeur totale de la déformation qui peut se produire en raison de décomposition biologique. La déformation due à l'effet de la dégradation biologique en fonction du temps est proposée par *Park et Lee (1997)* et est donné par

$$\varepsilon_b = E_{dg}(1 - e^{-dt''}) \quad \text{Eq 6.149}$$

Où

- (E_{dg}) est la valeur totale de la déformation qui peut se produire en raison de la décomposition biologique;
- (*d*) est la constante de vitesse de décomposition biologique;
- (*t''*) est le temps écoulé depuis le placement de des déchets dans la décharge.

La Figure 6.43, montre la courbe $e - \ln(p')$ de chargement isotrope de DSM. Si le DSM est normalement consolidé à A, le chargement isotrope suivra le chemin 'AB'. Effectuant un déchargement de la DSM à la pression moyenne effective P'_B . En raison de la nature l'élasto-plasticité du DSM, le chemin de déchargement ne suit pas le chemin de chargement "AB", mais il prend le chemin 'BD'. Lorsque DSM est rechargé à partir de la pression p'_A à p'_B la pente de la

courbe de chargement est désigné par λ , et la pente de la courbe déchargement-rechargement est notée κ . La distance verticale «AD» représente la variation du volume de l'échantillon désignant la déformation volumique plastique de l'échantillon sous un chargement.

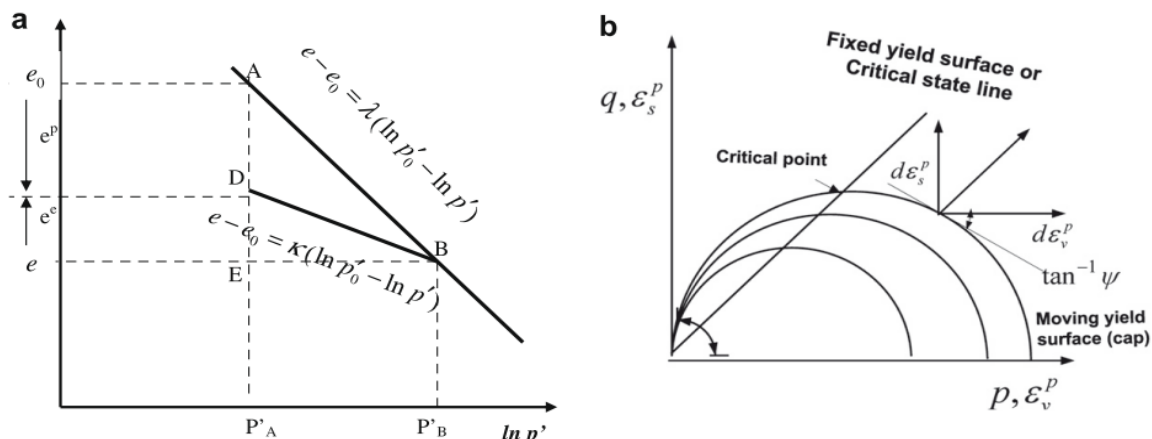


Figure 6.41 : (a) Comportement de consolidation dans $e - \ln p'$ l'espace; (b) donner lieu à $q-p'$ espace

À partir de la Figure 6.41 (a) la variation totale de l'indice des vides pendant chemin de chargement 'AB' est donnée par

$$e = e_A - e_B = \lambda \ln \left(\frac{p'_x}{p'_0} \right) (\ln p'_x - \ln p'_0) \quad \text{Eq 6.150}$$

La déformation volumétrique de compression totale est donnée par:

$$\varepsilon_v = - \frac{de}{1+e_0} = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \left(\frac{p'_x}{p'_0} \right) \quad \text{Eq 6.151}$$

La variation de l'indice des vides dans le chemin 'BD'

$$e^e = e_B - e_D = \kappa \ln \left(\frac{p'_x}{p'_0} \right) = \kappa (\ln p'_x - \ln p'_0) \quad \text{Eq 6.152}$$

La déformation volumétrique élastique ε_v^e peut être représenté en tant que

$$\varepsilon_v^e = e_B - \frac{\kappa}{1+e_0} \ln \left(\frac{p'_x}{p'_0} \right), \quad d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1+e_0} \frac{dp'}{p'} \quad \text{Eq 6.153}$$

Par conséquent, la déformation volumique plastique est exprimée en

$$\varepsilon_v^p = \varepsilon_v - \varepsilon_v^e \quad \text{Eq 6.154}$$

$$\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \ln \left(\frac{p'_x}{p'_0} \right) \quad \text{Eq 6.155}$$

Où, les indices 'e', 'p' désignent les composants élastiques et plastiques de la déformation.

Il est supposé qu'il n'y a pas une valorisation énergétique associée à la déformation de cisaillement (à savoir $\varepsilon_s^e = 0$). Par conséquent, à tout moment,

$$d\varepsilon_s = d\varepsilon_s^p \quad \text{Eq 6.156}$$

Où, $d\varepsilon_s$ est la déformation au cisaillement.

Le vecteur de la déformation plastique est normal à la surface d'écoulement en tout point. En référence à la Fig.1 (b), ceci peut être exprimé en tant que:

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = -\frac{dp'}{dq} \quad \text{Eq 6.157}$$

Où, $d\varepsilon_v^p$ et $d\varepsilon_s^p$ sont les incréments de la déformation volumétrique et de cisaillement plastique. L'augmentation de la déformation plastique volumétrique est exprimée en

$$d\varepsilon_v^p = \left(\frac{\lambda-\kappa}{1+e}\right) \left[\frac{dp'_x}{p'_x} + \frac{2\eta d\eta}{M^2+\eta^2}\right] \quad \text{Eq 6.158}$$

η est le rapport de contrainte q/p

Les formulations pour les incréments de déformation volumique élastique et plastique sont bien établies dans un état critique en mécanique des sols (*Wood, 1990*). Il est nécessaire d'étendre le concept de l'élasto-plasticité pour les DSM pour introduire l'effet du fluage mécanique et de la dégradation biologique liés au temps.

Afin de tenir compte de la compression due au fluage mécanique et à la décomposition biologique, la déformation volumique total de la MSW est exprimée comme suit:

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p + d\varepsilon_v^c + d\varepsilon_v^b$$

Où $d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e, d\varepsilon_v^p, d\varepsilon_v^c, et d\varepsilon_v^b$ sont les incréments de déformation volumique élastique, plastique, fluage dépendant du temps en raison mécanique et sous l'effet de la biodégradation.

L'augmentation de la déformation volumétrique due au fluage est:

$$d\varepsilon_v^c = cb\Delta p' e^{-ct'} dt'$$

L'augmentation de la déformation volumétrique due à l'effet la biodégradation est :

$$d\varepsilon_v^b = dE_{dg} e^{-dt''} dt''$$

Le terme t' est le temps écoulé depuis l'application de l'augmentation de la charge et t'' est le temps écoulé depuis placement des déchets dans la décharge sont considérés comme égaux à (t). La déformation volumique total due à tous les mécanismes est donnée par :

$$\varepsilon_v = \frac{k}{1+e_0} \ln\left(\frac{p'_x}{p'_0}\right) + \frac{\lambda-\kappa}{1+e_0} \ln\left(\frac{p'_x}{p'_0}\right) - b\sigma'_{11} (1 - e^{-ct}) - E_{dg}(1 - e^{-dt}) \quad \text{Eq 6.159}$$

En utilisant les équations. Eq 6.156, Eq 6.157 et Eq 6.158 et en remplaçant dans l'équation 6.159. le total incrément de déformation volumique est donnée par

$$d\varepsilon_v = \frac{\lambda}{1+e_0} \left(\frac{dp'_x}{p'_x} + \frac{2\eta d\eta}{M^2+\eta^2}\right) - cb\sigma'_{11} e^{-ct} dt - E_{dg} e^{-dt} dt \quad \text{Eq 6.160}$$

La variation totale de la déformation volumétrique en termes de taux de vide peut être écrite comme:

$$d\varepsilon_v = -\frac{de}{1+e_0} \quad \text{Eq 6.161}$$

L'expression finale pour calculer le déviateur de contrainte pour le MSW en condition drainée est tirée en intégrant Eq. 6.160.

$$\int_{e_0}^e \frac{de}{1+e_0} = \frac{\lambda}{1+e_0} \left(\int_{p'_0}^{p'_x} \frac{dp'_x}{p'_x} + \int_0^\eta \frac{2\eta d\eta}{M^2+\eta^2}\right) - \int_0^t b\sigma'_{11} e^{-ct} dt - \int_0^t dE_{dg} e^{-dt} dt \quad \text{Eq 6.162}$$

La surface de charge peut être obtenue sous la forme

$$q = Mp' \sqrt{\left(\frac{p'_0}{p'}\right) \exp\left[\left(\frac{e_0 - e}{1 + e_0} + \varepsilon_v^c + \varepsilon_v^b\right) \frac{1 + e_0}{\lambda}\right]} - 1 \quad \text{Eq 6.163}$$

L'expression finale de la surface de charge est obtenue comme:

$$q = Mp' \sqrt{\left(\frac{p'_0}{p'}\right) \exp\left[\left(\frac{e_0 - e}{1 + e_0} + b\sigma'_{11}(1 - e^{-ct}) - E_{dg}(1 - e^{-ct})\right) \frac{1 + e_0}{\lambda}\right]} - 1 \quad \text{Eq 6.164}$$

$d\varepsilon_{ij}^p$: Incrément de déformation volumique plastique)

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{Eq. 6.165}$$

Le scalaire Λ peut être déterminé

$$\Lambda = - \frac{\frac{\partial f}{\partial q} dp + \frac{\partial f}{\partial q} dq + \frac{\partial f}{\partial e} de + \frac{\partial f}{\partial t} dt}{d\varepsilon_{ij}^p \partial \sigma_{ij}} \quad \text{Eq. 6.166}$$

$$\Lambda = \frac{\left[dp' + \frac{2p'q dq}{M^2 p'^2 + q^2}\right] + \left[\left(\frac{\lambda - \kappa}{\kappa}\right) \frac{1}{1 + e_0} de + \frac{\kappa}{\lambda} (bc\sigma'_{11} e^{-ct} + E_{dg} de^{-dt}) dt\right] \left(\frac{M^2 p'^2 - q^2}{M^2 p'^2 + q^2}\right)^{\frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa}} p'}{1 + \left(\frac{M^2 p'^2 - q^2}{M^2 p'^2 + q^2}\right)^{\frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa}} p' \frac{\kappa}{\lambda c} (1 - e^{-ct}) \left(1 + \frac{E_{dg} de^{-dt}}{bc\sigma'_{11} e^{-ct}}\right)} \quad \text{Eq. 6.167}$$

6.4. CONCLUSION

La revue de la littérature des modèles constitutifs existants simulant le comportement mécanique des MSW a mis en évidence deux faits. Soit les modèles proposés sont trop simples ou incomplets pour simuler l'ensemble des processus mécaniques produisant dans une décharge, soit les modèles sont trop complexes et nécessitent un nombre important de paramètres à peine quantifiables. De cela la nécessité de chercher un modèle simple et complet pour simuler le comportement du matériau déchet est le grand souci des chercheurs de ce domaine. L'absence d'un critère de rupture et une mise en œuvre en deux dimensions sont les principaux inconvénients des modèles simples tels que les modèles de Sowers (1973) ou d'Olivier (2003). Dans cette perspective on propose un modèle élastoplastique pour modéliser le comportement mécanique du matériau déchet. Ce modèle de comportement utilisé est basé sur l'état critique et incorporant les déformations en fonction du temps dues au fluage mécanique pour prédire la déformation totale des installations de stockage des déchets non dangereux (ISDND). On va présenter ce modèle dans le chapitre qui suit.

CHAPITRE N°VII :
MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU
COMPORTEMENT MÉCANIQUE DU MATÉRIAU
DÉCHET

CHAPITRE N°VII :

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE DU MATERIAU DÉCHET

7.1. INTRODUCTION

L'installation de stockage des déchets non dangereux (ISDND) est une méthode courante d'élimination des déchets solides municipaux (DSM). Les installations de stockage des déchets non dangereux sont constituées de couverture de fond, de systèmes de collecte et de circulation des lixiviat, et d'une couverture finale sur la partie supérieure de l'installation. Les DSM tassent sous leur propre poids et sous les charges externes qui sont placés sur la surface. Les charges externes comprennent la couverture quotidienne de la surface, les couches supérieures de déchet, la couverture finale, et les équipements. Le tassement des DSM est principalement attribuable à: (1) des procédés mécaniques qui comprennent la réorientation des particules et l'effondrement des espaces vides; (2) des processus chimiques qui comprennent la corrosion, la combustion et l'oxydation; (3) des processus de dissolution des substances solubles dans les liquides par percolation puis la formation de lixiviats; et (4) la décomposition biologique des composants organiques au cours du temps en fonction de l'humidité et de la quantité de matières organiques présentes dans les déchets. Un tassement significatif se produit peu de temps après le placement de déchets en raison du processus physique et mécanique, qui est souvent appelé le tassement primaire.

La réponse des DSM en termes du tassement et de la stabilité sous écoulement et circulation du lixiviats dépend des propriétés mécaniques. La prédiction de la force de cisaillement est nécessaire afin d'évaluer la stabilité des pentes des DSM. Les mécanismes aboutissant aux calculs du tassement des déchets comprennent la compression physique, le fluage, et la décomposition en raison de la biodégradation des composantes organiques. Il est bien connu que la compression et la résistance au cisaillement de DSM sont liées entre eux. Il est donc nécessaire de prendre en considération ce couplage dans l'étude du comportement mécanique des DSM. Dans ce contexte, la compréhension du comportement des DSM a une importance considérable pour envisager une modélisation mécanique adaptée. Les effets de la composition hétérogène (matériaux organiques et inorganiques), de la teneur en humidité, de la densité, de la distribution de taille des particules, de l'histoire de chargement, etc., sont clairement reflétés dans le comportement contrainte-déformation de DSM

Dans la littérature, de nombreux auteurs ont rapporté que l'augmentation de la réponse contrainte-déformation de DSM continue sans montrer aucun signe de pic de contrainte en raison de l'existence des matières plastiques dans la composition du déchet. Plusieurs effondrement de sites d'enfouissement sont cités dans la littérature comme, Rumpke aux Etats-Unis en raison du tassement différentiel (*Stark et al, 2000*), Dona Juana en Colombie due à l'excès de la pression

interstitielle (Caicedo et al 2002 ; Blight et Flourié 2005) et Payatas aux Philippines en raison des pluies (Merry et al, 2005).

La réponse non drainée des DSM a été étudiée par Chouksey (2009) et Babu et al (2010a). Dans la littérature, plusieurs auteurs ont effectué des essais de compression triaxiaux drainés et non drainés. Les contributions de Grisolia et al (1995), Jessberger Kockel (1995), Caicedo et al (2002), Machado al (2002), Vilar et Carvalho (2004), Zekkos (2005) Reddy et al (2009 a, b, c) et Singh et Fleming (2011) sont quelques-unes des études dans ce sens.

Pour comprendre ce comportement, les chercheurs ont proposé différents modèles basés sur différentes hypothèses. Machado et al. (2002) ont proposé un modèle constitutif pour simuler le comportement mécanique des déchets solides urbains et ils ont considéré que le comportement de DSM est contrôlé par deux parties distinctes (les fibres et la pâte) utilisant un modèle élasto-plastique couplé. La pâte est modélisée sur la base de l'état critique de la mécanique des sols avec une règle d'écoulement non-associé. Machado et al. (2008) ont amélioré le modèle ci-dessus en tenant compte de l'influence de la biodégradation de la matière organique sur le comportement mécanique des DSM. Babu et al (2010a) ont proposé un modèle de comportement basé sur le concept de l'état critique pour comprendre le réponse de DSM en condition non drainée et ils ont validé les réponse en se basant sur les données expérimentales de Reddy et al (2009a, b). Par la suite, Babu et al (2010b) ont illustré l'applicabilité du modèle de prédiction du tassement en fonction du temps pour un DSM typique. Les 114 résultats du tassement prévus ont été comparés aux résultats obtenus en utilisant 14 modèles différents. Ils ont montré que le tassement prédit peut varier considérablement en fonction du modèle utilisé et les valeurs des paramètres sélectionné. Singh et Fleming et al (2011) ont utilisé un modèle hyperbolique pour prédire la réponse contrainte-déformation de DSM.

Dans notre cas, on propose un modèle de comportement pour prédire les tassements des déchets solides municipaux, sur la base d'un 'état critique et incorporant les déformations en fonction du temps dues au fluage mécanique pour prédire la déformation totale des installations de stockage des déchets non dangereux –ISDND-. Les paramètres du modèle sont déterminés en se basant sur des essais triaxiaux et oedométriques à l'échelle de laboratoire, et les données disponibles dans la littérature publiée. Pour illustrer l'applicabilité du modèle proposé, le modèle CVISC implémenté dans FLAC^{2D} est utilisé pour étudier le comportement mécanique d'une installation typique de stockage des déchets non dangereux.

7.2. PRESENTATION DU LOGICIEL FLAC

7.2.1. INTRODUCTION

Le logiciel FLAC^{2D} (Itasca), basé sur la méthode des différences finies, a été utilisé pour réaliser les simulations numériques dans le cadre de ce travail de recherche. Ce logiciel est destiné spécifiquement aux études géotechniques et d'exploitation des mines. En comparaison avec les autres logiciels sur le marché (Plaxis, Geo5,...), FLAC est plus difficile à manipuler car il est piloté par des commandes de base en ligne de commande, chacune réalisant une tâche particulière (Figure 7.1). Pour utiliser le logiciel de manière la plus efficace possible, il est préférable d'écrire des fichiers de script qui contiennent la suite de commandes souhaitées. Par contre, le point fort de ce

logiciel est qu'il offre la possibilité de contrôler de manière libre tous les caractéristiques souhaitées du modèle ainsi que le comportement du modèle en détail.

Le logiciel FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), développé par la société américaine ITASCA Consulting group, est spécialement conçu pour les problèmes de géomécanique en général, et pour les problèmes de mécanique des sols en particulier. Les concepteurs de ce code ont utilisé un concept appelé « méthode des éléments lagrangiens ». Il consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites (Billiaux, 1993).

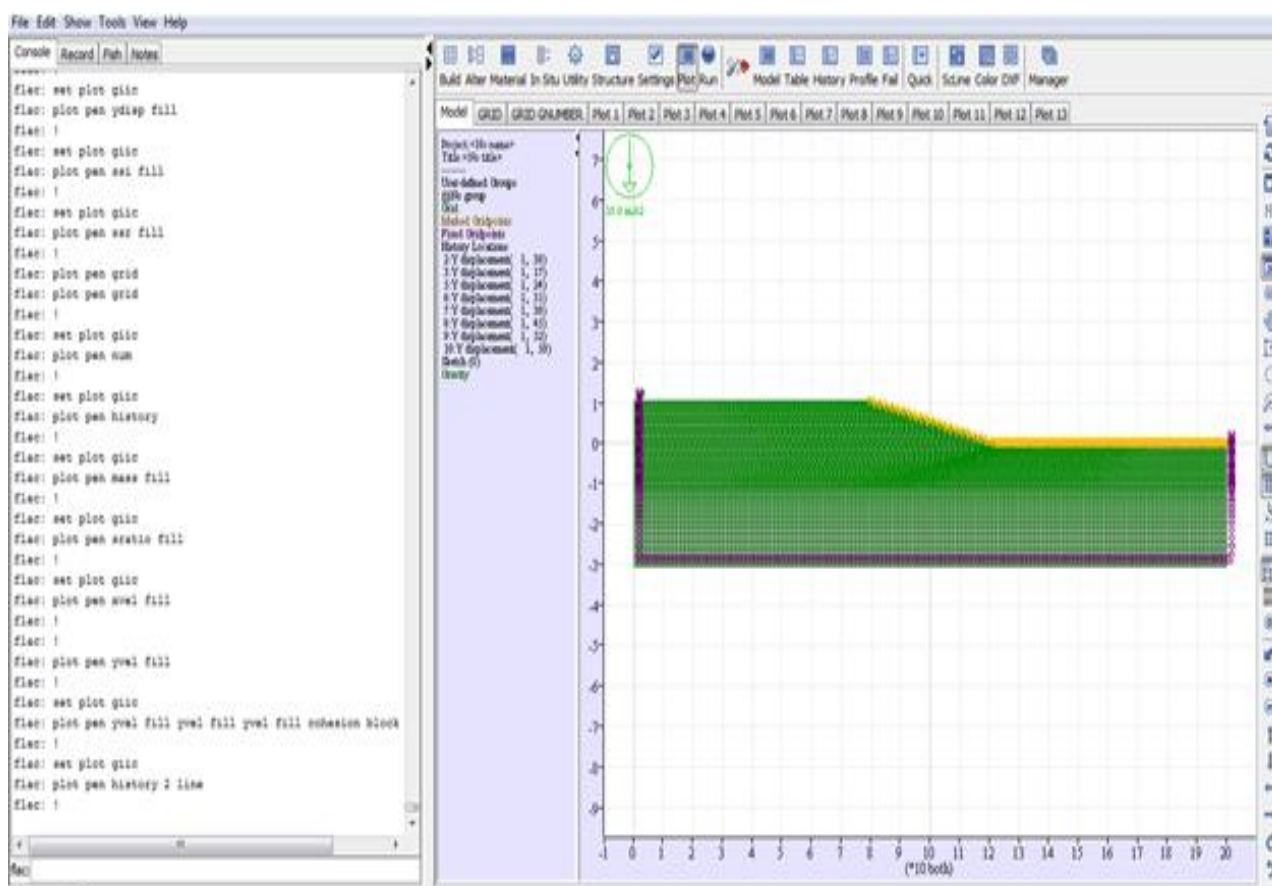


Figure.7.1 : l'interface graphique du logiciel FLAC^{2D}

7.2.2. PRINCIPE DE RESOLUTION NUMERIQUE DANS DU LOGICIEL FLAC^{2D}

FLAC est un logiciel de modélisation mécanique de problèmes géotechniques. Contrairement à la plupart des autres codes basés sur la méthode des éléments finis, FLAC^{2D} utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoires ; mais un grand nombre d'itérations, (Itasca, 2007). Ce code a été développé pour traiter les problèmes non linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique, intégrant un mode de résolution explicite des équations de la mécanique. La figure 7.2 illustre le principe de résolution numérique des problèmes géotechniques exploités dans le code de calcul.

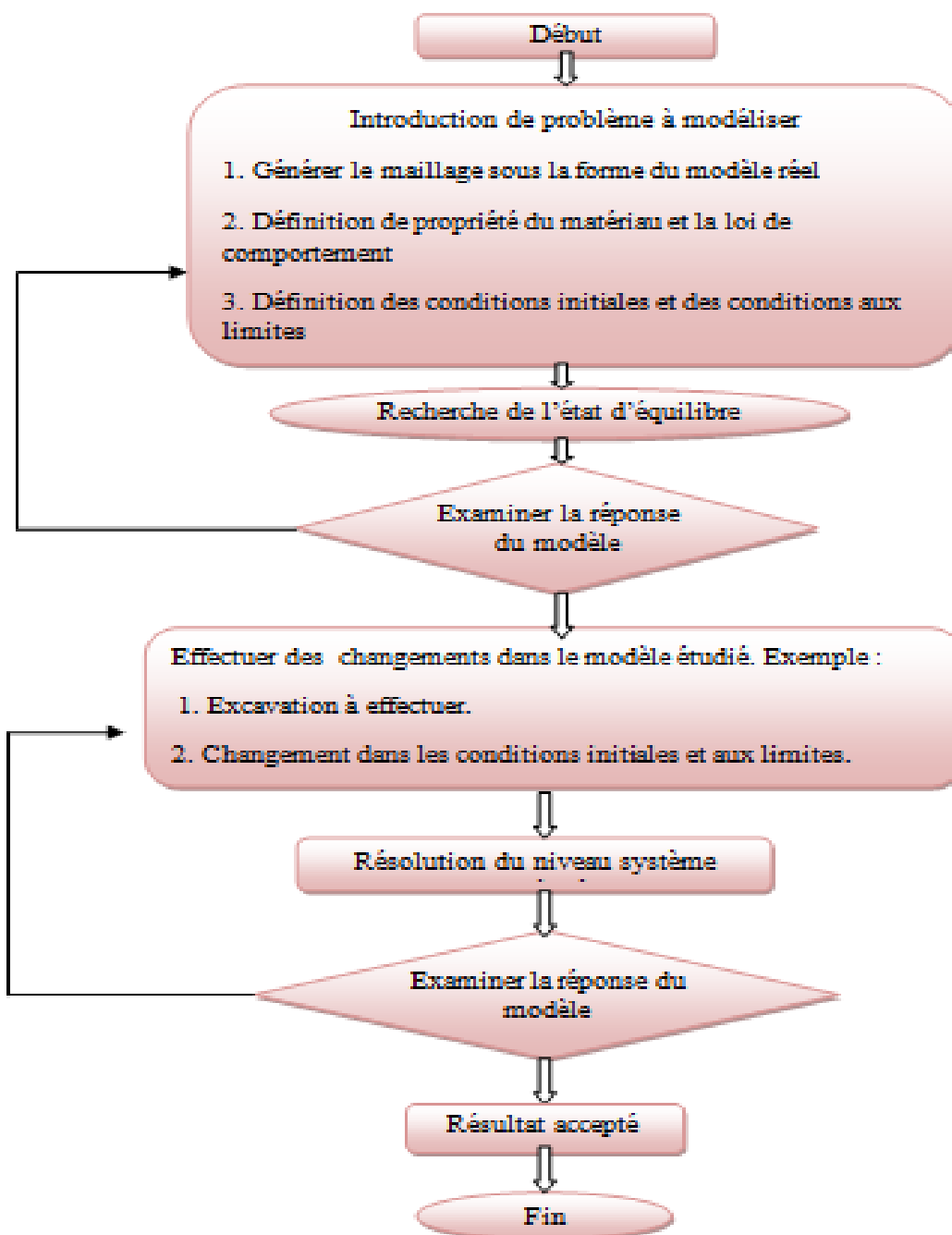


Figure 7.2 : Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon $FLAC^{2D}$

7.2.3. LES DIFFERENCES FINIES

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolutions numériques d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites. La plupart des méthodes utilisant cette technique adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement, (Desai et Christian, 1977). L'approche des différences finies utilisée dans FLAC est basée sur la méthode de (Wilkins, 1964) et permet de formuler les équations des différences finies pour les éléments de forme quelconque. On peut donner n'importe quelle forme aux limites, et faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis avec des éléments triangulaires à 03 nœuds.

7.2.4. ANALYSE LAGRANGIENNE

Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de temps, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. La formulation est donc « Lagrangienne », par opposition à la formulation « Eulérienne », pour laquelle le maillage reste fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

7.2.5. LES METHODES MILIEU CONTINU DANS FLAC

Dans les méthodes milieu continu, le massif du sol est considéré dans son ensemble, et représenté par une grille d'éléments où chaque maille est dotée des propriétés mécaniques du milieu continu équivalent. Des lois de comportement et d'interaction associées à des relations de continuité et de compatibilité inter-éléments permettent de décrire le comportement mécanique de ces volumes élémentaires de matériau, qui contribuent à la réponse globale du massif. Toute la difficulté réside dans la détermination des caractéristiques équivalentes et de la taille des échantillons à prendre en compte pour que le modèle numérique soit représentatif du massif réel. L'avantage de l'approche par milieu continu est qu'elle permet de simplifier considérablement la description géométrique du milieu, ce qui facilite la mise en œuvre informatique du modèle (petit nombre de nœuds, automatisation du maillage, convergence rapide). La difficulté est de déterminer son domaine d'application, en particulier le taux de fracturation à partir duquel on peut admettre que le comportement du sol est assimilable à celui d'un milieu continu.

En pratique, la méthode des différences finies est très proche de la méthode des éléments finis. La méthode des différences finies est une technique numérique qui résout des séries d'équations différentielles, à partir de valeurs initiales et/ou de valeurs limites. Dans cette méthode, chaque dérivée est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de champs (c'est-à-dire les contraintes ou les déplacements) uniquement définis au niveau de points discrets dans l'espace. Par opposition, la méthode des éléments finis requiert que les quantités de champs (contraintes, déplacements et leurs dérivées) varient pour chaque élément suivant des fonctions spécifiques contrôlées par des paramètres. La formulation consiste à ajuster ces paramètres afin de minimiser les termes d'erreur ou l'énergie.

7.2.6. SCHEMA DE RESOLUTION EXPLICITE

Dans ce paragraphe, nous allons nous intéresser uniquement au mode de fonctionnement. La méthode de résolution est décrite plus finement par (Marti et Candall, 1982). Basée sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. L'objectif de la méthode aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique ou quasi-statique par l'intermédiaire de la dynamique. La Figure.7.3 précise bien la séquence de calcul utilisée.

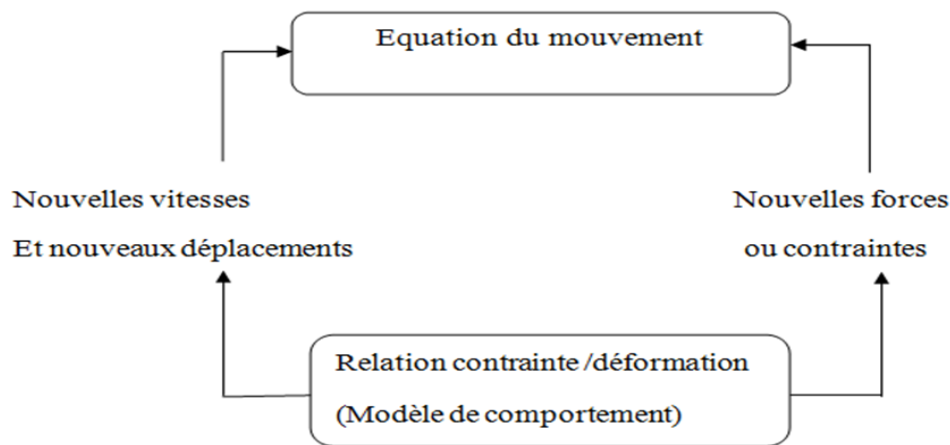


Figure 7.3: Séquence de calcul générale des Equations du mouvement (Billaux, 1993)

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. L'équation de mouvement de Newton est donnée par l'équation (7.1) ci-après:

$$m \frac{d\dot{u}}{dt} = F \quad \text{Eq 7.1}$$

Qui est généralisée pour un corps solide continu, donnée par l'équation (7.2):

$$\rho \frac{d\dot{u}}{dt} = \frac{\delta \sigma_{ij}}{\delta x_i} + \rho g_i \quad \text{Eq 7.2}$$

Avec :

ρ : Masse volumique

t : Temps

x_i : Composante du vecteur position

g_i : Composante de l'accélération gravitationnelle générée par les forces de volume

σ_{ij} : Composante du tenseur des contraintes

\dot{u} : Composante du vecteur vitesse nodale.

Alors, le taux de déformation est dérivé à partir du gradient des vitesses et la loi de comportement est utilisée pour calculer les nouvelles contraintes. Le taux de déformation s'écrit comme suit :

$$e_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad \text{Eq 7.3}$$

$$\sigma_n = F(\sigma_p, e, \lambda) \quad \text{Eq 7.4}$$

Avec :

σ_n : Nouvelles contraintes

σ_p : Contraintes au cycle de calcul précédent

λ : Paramètre d'écrouissage

Dans chaque boîte de calcul de la Figure 7-3, on remet à jour toutes les variables à traiter à partir de valeurs connues qui doivent, rester fixées durant les calculs dans cette boîte. Ainsi, le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée si un pas de temps, assez petit est choisi de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps. Des éléments voisins ne pourront donc pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'onde de calcul est toujours supérieure à celle des ondes physiques ce qui permet de figer les

valeurs connues et utilisées pour la durée des calculs. Toutefois le critère sur le pas de temps conduit nécessairement à un nombre de cycles de calcul importants, ce qui rend cette méthode peu performante pour les problèmes linéaires en petites déformations. Il semble que le domaine de prédilection d'une méthode explicite soit l'étude de systèmes comprenant par exemple des non linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

Le Tableau 7.1 nous montre un comparatif entre la méthode implicite et la méthode explicite sur laquelle se base le logiciel « FLAC ».

Méthode explicite	Méthode implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution
Peu de calculs par pas de temps	Nombreux calculs par pas de temps
Pas d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques	Amortissement numérique dépendant du temps pour schémas inconditionnellement stables
Prise en compte de lois de comportement non linéaire sans itérations supplémentaire	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportement non linéaire
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non linéaire est toujours suivie d'une manière correcte	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable ; et (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correcte
Aucune matrice n'est construite. La mémoire nécessaire est minimum.	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante
Aucune matrice n'étant construite, de grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire.	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements.

Tableau 7.1: Comparaison entre les méthodes explicites et implicites

7.2.7. FORMULATION NUMERIQUE EN DIFFERENCES FINIES

En deux dimensions, le milieu continu est discrétisé en quadrilatères, chacun d'eux étant divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a, b, c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la Figure 7.4 La force exercée sur un nœud est la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

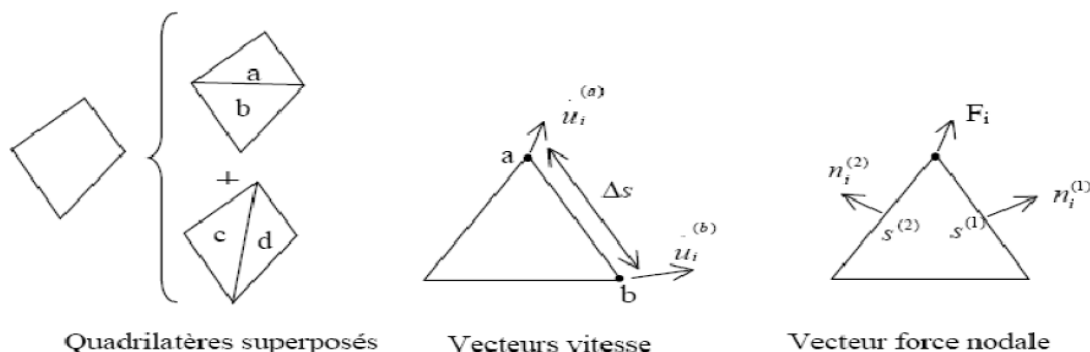


Figure 7.4: Discretisation mixte

A chaque étape de la Figure 7.3 correspond une formulation numérique en différences finies. Les équations aux différences finies sont déduites du théorème de Gauss :

$$\int_S n_i \cdot f \cdot ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} \cdot dA \tag{Eq 7.5}$$

Où

s : périmètre de l'élément de surface A ,

n_i : vecteur unitaire normal à s ,

f : scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre.

L'application du théorème de Gauss permet d'obtenir une relation en fonction des vitesses au nœud (a) et (b) (Figure 7.4)

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial \dot{u}_j} \cong \frac{1}{2A} \sum \left(\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)} \right) n_j \Delta s \quad \text{Eq 7.6}$$

Où

Δs : distance du point a au point b,

A : aire de l'élément.

a) A partir du tenseur des déformations, on utilise la loi de comportement (et l'ajustement de rotation pour les grandes déformations) pour en déduire un nouveau tenseur de contrainte (Équation 7.5).

b) De ces contraintes on déduit la force totale appliquée à chaque nœud en sommant toutes les forces à ce nœud dues à chaque élément dont il fait partie, en ajoutant le chargement éventuel et les forces de volume

$$F^g = gm_g \quad \text{Eq 7.7}$$

c) ΣF_i est la force nette non équilibrée appliquée au nœud. On applique ensuite la loi de Newton dont la formulation en différences finies est :

$$\dot{u}_i^{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad \text{Eq 7.8}$$

On obtient les nouvelles vitesses de déplacement au nœud puis on effectue le pas de calcul suivant (retour en a).

En grandes déformations, on calcule également les nouvelles coordonnées du nœud :

$$x_i^{t+\Delta t} = x_i^{(t)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t)} \quad \text{Eq 7.9}$$

7.3. MODELES DE COMPORTEMENT DANS FLAC

Les matériaux géotechniques sont des matériaux complexes, dont le comportement peut être décrit ou simulé par des modèles eux-mêmes plus ou moins complexes. La réponse mécanique de ces milieux dépend essentiellement des lois de comportement qui lui ont été affectées. Il est donc très important de choisir le modèle rhéologique qui pourra reproduire avec une fidélité optimale la réponse du massif face aux sollicitations qui lui sont imposées et en fonction des résultats recherchés. Après avoir présenté le code de calcul, nous allons maintenant décrire les modèles de comportement de sol implémentés dans le FLAC

7.3.1. MODELES DU COMPORTEMENT DU SOL

Le logiciel FLAC^{2D} intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau, en plus de cela il permet aux utilisateurs de développer leurs propres modèles, (Itasca, 2007). Dans ce paragraphe, nous allons présenter les différentes lois rhéologiques que nous avons adoptées pour la modélisation du comportement du sol. Les modèles inscrits dans FLAC^{2D} sont répertoriés en cinq groupes :

- **Modèles vides** : contient un seul modèle utilisé. C'est le cas où on représente une excavation. Toutes les propriétés de ce modèle sont nulles.
- **Modèles élastiques** : ce groupe contient deux modèles, le premier est le modèle élastiques isotrope où toutes les propriétés mécaniques du matériau sont les mêmes. Le second est le modèle anisotrope où toutes les propriétés mécaniques du matériau sont différentes suivant la direction considérée.
- **Modèles plastiques** : ce groupe contient huit modèles plastiques : Drucker- Prager, Mohr-Coulomb, Stain Softening/ Hardening, Double Yield, Modified Cam-Clay model, Ubiquitous-joint model et Bilinear Strain Softening/ Hardening Ubiquitous joint model.
- **Modèle dynamique** : un seul modèle est défini, c'est le modèle de Finn. Le critère de Mohr-Coulomb modélise seulement la dilatation à la rupture et non pas la densification durant le chargement cyclique à une contrainte au-dessous de la rupture. Ainsi le modèle de Mohr-Coulomb a été modifié afin de modéliser le changement de déformation volumétrique pendant un chargement cyclique drainé ou la pression interstitielle pendant un chargement cyclique non drainé. Le changement dans les déformations volumétriques ou les pressions interstitielles ont été modélisés en utilisant le modèle de Finn, (*Itasca, 2007*).
- **Modèles de fluage** : ce groupe contient six modèles qui tiennent compte le fluage où la déformation est liée au temps. Cette option de flac peut être utilisée pour simuler le comportement des matériaux qui présentent un fluage (à savoir, comportement lié au temps des matériaux). Six modèles de fluage ont été mis en œuvre en FLAC: un modèle viscoélastique classique, une loi de puissance à deux composants, une formulation de fluage de référence (le modèle WIPP) pour l'isolement des déchets nucléaires, un modèle viscoplastique Burgers-fluage CVISC combinant le modèle Burgers-fluage et le modèle de Mohr-Coulomb, un modèle viscoplastique WIPP-fluage combinant le modèle WIPP et modèle Drucker- Prager, et un modèle constitutif crushed-salt.

7.3.2. TYPE DE SOLLICITATIONS

Le logiciel FLAC^{2D} est doté de la possibilité de simuler le comportement des sols sous différentes sollicitations, à savoir :

- **Mécaniques**: c'est la simulation d'une excavation, d'un champ de contraintes, d'un chargement en surface...
- **Hydrauliques**: elles comportent : La mise en place de pressions interstitielles pour le calcul de contraintes effectives (pas d'écoulement).
- **L'analyse hydro-mécanique non couplée** (les pas de temps mécaniques se font une fois la perturbation hydraulique définie et l'équilibre hydraulique atteint).
- **L'analyse hydro-mécanique couplée** (les processus inter-agissent au cours des pas de temps).
- **L'analyse thermique** : simulation des flux transitoires de chaleur dans les matériaux et des contraintes induites. Ces processus peuvent être couplés à des processus mécaniques et/ou hydrauliques. Ils peuvent être réalisés en conditions statiques ou dynamiques.
- **Fluage** : c'est la simulation du comportement visco-plastique de certains matériaux.
- **Dynamique** : c'est la simulation d'un séisme ou d'une explosion.

7.4. MODELISATION AVEC FLAC^{2D}

7.4.1. DECLARATION DES DONNEES DANS LE CODE FLAC^{2D}

Le logiciel FLAC^{2D} a été conçu pour opérer dans un espace bidimensionnel. L'utilisation de modèles bidimensionnels permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés. En effet, pour de nombreux problèmes tridimensionnels, les maillages raffinés sont difficiles. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas tridimensionnel que dans le cas bidimensionnel et la modélisation est plus approximative.

7.4.2. GENERATIONS DES GRILLES

La géométrie des problèmes dans FLAC est définie par des grilles et points nodaux. FLAC organise les grilles et les points nodaux en mode lignes et colonnes, ils sont dispensés dans la direction horizontale exprimée en termes de « *i* » et dans la direction verticale exprimée en termes de « *j* ».

7.4.3. CONDITIONS AUX LIMITES

Elles présentent la possibilité de fixer les vitesses, la saturation, les pressions interstitielles ou les températures. Le gradient de contrainte peut être appliqué en utilisant l'équation suivante :

$$S = S^{(S)} + \frac{X - X^{(S)}}{X^{(e)} - X^{(S)}} V_X + \frac{Y - Y^{(S)}}{Y^{(e)} - Y^{(S)}} V_Y \quad \text{Eq 7.10}$$

Avec :

X* et *Y: Les coordonnées d'un point nodal dans un tracé.

***X*^(S), *Y*^(S)**: Les coordonnées initiales d'un point nodal.

***X*^(e), *Y*^(e)**: Les coordonnées finales.

***V*_X, *V*_Y**: Gradient de contrainte dans la direction des x et y respectivement.

***S*^(S)** : La valeur initiale de la contrainte. :

S : La valeur finale de la contrainte.

7.4.4. CONDITIONS INITIALES

Les conditions initiales sont les variables initiales qui sont prescrites au modèle avant n'importe quelle construction soit commencée. Elles permettent l'application de forces ponctuelles ou réparties, de déplacements, de vitesses, de pressions mécaniques, de contraintes, de pressions interstitielles, de températures, de flux d'échanges thermiques. L'état initial le plus adapté sera représenté par mesure sur le terrain (par des mesures in situ), en utilisant la commande « *INITIAL* ». Si aucune mesure sur le terrain n'est disponible, les efforts devraient être exécutés pour imiter les conditions au site.

7.5. SIMULATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'ISDND

Nous avons utilisé pour la détermination des contraintes et des déformations (déplacements) d'ISDND le logiciel FLAC^{2D}, version 7.0. Nous avons choisi un ouvrage de 21m de hauteur pour réaliser ce calcul numérique. Le modèle pris dans cette analyse est le modèle CVISC. Les paramètres de ce modèle sont définis après calage du modèle sur les essais triaxiaux et oedométriques.

7.5.1. LA DESCRIPTION DU MODELE UTILISE

Le modèle choisit pour modéliser le comportement mécanique du matériau déchet est le modèle viscoplastique -fluage de Burgers [*The Burgers-Creep Viscoplastic Model*] (CVISC) implémenté

dans FLAC qui est caractérisé par un comportement volumétrique élasto-plastique (Figure7.5a).et un comportement déviatorique visco-élasto-plastique (Figure7.5b).

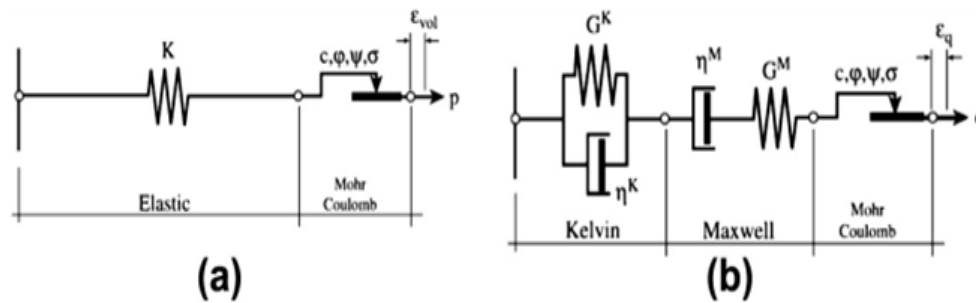


Figure7.5: le modèle viscoplastique -fluage de Burgers

Le modèle CVISC disponible en FLAC est utilisé pour simuler le comportement qui dépend du temps. CVISC est un modèle analogique qui couple, en série, le modèle viscoélastique de Burgers (c.-à-d. modèle de Kelvin-Voigt et de Maxwell en série) et une matière plastique sur la base du critère d'écoulement de Mohr-Coulomb.

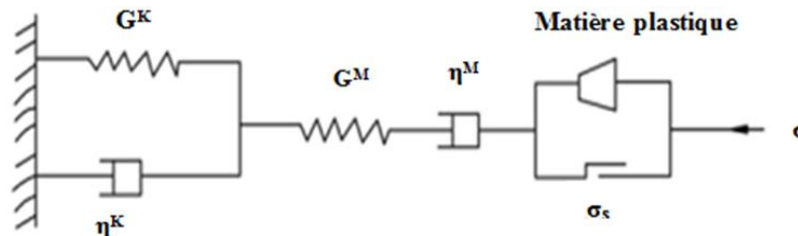


Figure7.6: la présentation des éléments du modèle CVISC en série

Les modele déviatorique et volumétrique sont schématiquement illustrées ci-dessus dans la Figure 7.6, où une unité Kelvin caractérisé par son module de cisaillement G^K et sa viscosité η^K , une unité Maxwell caractérisé par son module de cisaillement G^M et sa viscosité η^K et une unité de matière plastique de Mohr-Coulomb caractérisé par la cohésion C , l'angle de frottement ϕ , de la dilatation ψ et la résistance de traction σ_s sont tous connectées en série.

Le modèle de Burgers ordinaire ne sera plus en mesure de décrire l'ensemble du processus du fluage. Ainsi un modèle de Mohr-Coulomb est combiné en sérié avec le modèle viscoélastique de Burgers. On ajoutant un nouveau corps plastique dont la déformation est égale à 0 lorsque la contrainte σ est inférieure à la limite d'élasticité σ_s (sous le critère de Mohr-Coulomb), mais entièrement soumis à l'écoulement de la matière plastique lorsque la contrainte est égale ou supérieure à σ_s . Nous relient le modèle viscoélastique de Burgers en sérié à un corps en matière plastique pour réaliser une amélioration qui permet au modèle Burgers de simuler les comportements déviatorique visco-élastique-plastique et volumique élasto-plastique. La plasticité est atteinte par le critère de Mohr-Coulomb, comme illustré sur la figure ci-dessous.

Les composants visco-élastique et la vitesse de déformation plastique sont supposés en sérié. La loi constitutive viscoélastique correspond à un modèle Burgers (Cellule Kelvin en sérié avec une composante de Maxwell) et la loi du comportement plastique correspond à un modèle de Mohr-Coulomb :

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_0 \delta_{ij} \quad \text{Eq 7.11}$$

$$e_{ij} = \epsilon_{ij} - \frac{e_{vol}}{3} \delta_{ij} \quad \text{Eq 7.12}$$

Avec

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_{kk}}{3} \quad \text{Eq 7.13}$$

Et

$$e_{vol} = \epsilon_{kk} \quad \text{Eq 7.14}$$

Les contraintes et les déformations de Kelvin, de Maxwell et les déformations plastiques sont marquées à l'aide des exposants \cdot^K , \cdot^M et \cdot^P , respectivement. Avec ces conventions, le comportement déviatorique du modèle peut être décrit :

$$e_{ij} = e_{ij}^K + e_{ij}^M + e_{ij}^P \quad \text{Eq 7.15}$$

Kelvin

$$S_{ij} = 2\eta^K e_{ij}^K + 2G^K e_{ij}^K \quad \text{Eq 7.16}$$

Maxwell

$$e_{ij}^M = \frac{S_{ij}}{2G^M} + \frac{S_{ij}}{2\eta^M} \quad \text{Eq 7.17}$$

Mohr-Coulomb

$$e_{ij}^P = \lambda^* \frac{\partial g}{\partial g_{ij}} - \frac{1}{3} e_{vol}^P \delta_{ij} \quad \text{Eq 7.18}$$

$$e_{vol}^P = \lambda^* \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma_{11}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \right] \quad \text{Eq 7.19}$$

Le comportement volumétrique du modèle peut être décrit :

$$\sigma_0 = K(e_{vol} - e_{vol}^P) \quad \text{Eq 7.20}$$

Dans ces formules, les propriétés K et G sont le module volumique et le module de cisaillement, et η est la viscosité dynamique. La règle d'écoulement de Mohr-Coulomb est composée de critères de cisaillement et de traction. Le critère d'écoulement est $f = 0$ et dans les axes principaux on a :

Pour le cisaillement

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2C \sqrt{N_\phi} \quad \text{Eq 7.21}$$

Pour la traction

$$f = \sigma^t - \sigma_3 \quad \text{Eq 7.22}$$

Où

C : est la cohésion ;

ϕ : est l'angle de frottement,

$N_\phi = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$;

σ^t : est la résistance à la traction ;

σ_1 et σ_3 : sont les contraintes principales maximales et minimales (compression négative).

Le paramètre plastique g a la forme :

- Pour la rupture par cisaillement

$$g = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad \text{Eq 7.23}$$

- Pour la rupture par tension

$$g = -\sigma_3 \quad \text{Eq 7.24}$$

Où

ψ : est la dilatation des matériaux ;

$N_\psi = (1 + \sin \psi) / (1 - \sin \psi)$.

λ^* : est un paramètre qui est différent de zéro est déterminé par l'application de l'état du la règle plastique $f = 0$.

Les équations sous forme d'incrément finis:

$$\Delta e_{ij} = \Delta e_{ij}^K + \Delta e_{ij}^M + \Delta e_{ij}^P \quad \text{Eq 7.25}$$

$$\overline{S_{ij}} \Delta t = 2\eta^K \Delta e_{ij}^K + 2G^K \overline{e_{ij}^K} \Delta t \quad \text{Eq 7.26}$$

$$\Delta e_{ij}^M = \frac{\Delta S_{ij}}{2G^M} + \frac{\overline{S_{ij}}}{2\eta^M} \Delta t \quad \text{Eq 7.27}$$

$$\Delta \sigma_0 = K(\Delta e_{vol} - \Delta e_{vol}^P) \quad \text{Eq 7.28}$$

La mise en œuvre du modèle suit de près les procédures décrites dans le manuel de FLAC pour les modèles Burgers-fluage et Mohr-Coulomb. Les équations. (7.25) à (7.28) sous forme d'incrément finis:

où la barre supérieure indique que c'est une valeur moyenne pour le pas de temps Δt :

$$\overline{S_{ij}} = \frac{S_{ij}^N + S_{ij}^O}{2} \quad \text{Eq 7.29}$$

$$\overline{e_{ij}} = \frac{e_{ij}^N + e_{ij}^O}{2} \quad \text{Eq 7.30}$$

Et pour $e_{ij}^{K,N}$, la déformation de Kelvin peut être exprimée sous la forme

$$e_{ij}^{K,N} = \frac{1}{A} \left[B e_{ij}^{K,N} + \frac{\Delta t}{4\eta^K} (S_{ij}^N + S_{ij}^O) \right] \quad \text{Eq 7.31}$$

Avec

$$A = 1 + \frac{G^K \Delta t}{2\eta^K} \quad \text{Eq 7.32}$$

$$B = 1 - \frac{G^K \Delta t}{2\eta^K} \quad \text{Eq 7.33}$$

$$S_{ij}^N = \frac{1}{a} \left[\Delta e_{ij} - \Delta e_{ij}^P + b S_{ij}^O - \left(\frac{B}{A} - 1 \right) e_{ij}^{K,O} \right] \quad \text{Eq 7.34}$$

Avec

$$a = \frac{1}{2G^M} + \frac{\Delta t}{4} \left(\frac{1}{\eta^M} \frac{1}{A\eta^K} \right) \quad \text{Eq 7.35}$$

$$b = \frac{1}{2G^M} + \frac{\Delta t}{4} \left(\frac{1}{\eta^M} \frac{1}{A\eta^K} \right) \quad \text{Eq 7.36}$$

Et Eq 7.3 est utilisé comme une loi d'évolution pour

$$\sigma_0^N = \sigma_0^O + K(\Delta e_{vol} - \Delta e_{vol}^P) \quad \text{Eq 7.37}$$

Évaluer $e_{ij}^{K,O}$ dans l'équation. Eq 7.38. Pour compléter, Éq. Eq 7.32 est écrit sous la forme

$$\widehat{S_{ij}^N} \text{ et } \widehat{\sigma_0^N} \quad \text{Eq 7.38}$$

$$S_i^N = \widehat{S_i^N} - \frac{1}{a} \Delta e_i^P \quad \text{Eq 7.39}$$

$$\sigma_0^N = \widehat{\sigma_0^N} - K \Delta e_{vol}^P \quad \text{Eq 7.40}$$

Ou, en utilisant la définition des composants déviatoriques:

$$\sigma_1^N = \widehat{\sigma_1^N} - [\alpha_1 \Delta \epsilon_1^P + \alpha_2 (\Delta \epsilon_2^P + \Delta \epsilon_3^P)] \quad \text{Eq 7.41}$$

$$\sigma_2^N = \widehat{\sigma_2^N} - [\alpha_1 \Delta \epsilon_2^P + \alpha_2 (\Delta \epsilon_1^P + \Delta \epsilon_3^P)] \quad \text{Eq 7.42}$$

$$\sigma_3^N = \widehat{\sigma_3^N} - [\alpha_1 \Delta \epsilon_3^P + \alpha_2 (\Delta \epsilon_1^P + \Delta \epsilon_2^P)] \quad \text{Eq 7.43}$$

Avec

$$\alpha_1 = K + \frac{2}{3a} \quad \text{Eq 7.44}$$

$$\alpha_1 = K - \frac{2}{3a} \quad \text{Eq 7.45}$$

À l'exception des définitions de α_1 et α_2 , ces formules sont semblables à celles obtenues dans le modèle de Mohr-Coulomb de dérivation. La formulation de la plasticité peut procéder dans le même sens. Ce faisant, on obtient, pour le cisaillement qui donne:

$$\sigma_1^N = \widehat{\sigma}_1^N - \lambda(\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) \quad \text{Eq 7.46}$$

$$\sigma_2^N = \widehat{\sigma}_2^N - \lambda\alpha_2(1 - N_\psi) \quad \text{Eq 7.47}$$

$$\sigma_3^N = \widehat{\sigma}_3^N - \lambda(\alpha_2 - \alpha_1 N_\psi) \quad \text{Eq 7.48}$$

Avec

$$\lambda = \frac{\widehat{\sigma}_1^N - \widehat{\sigma}_3^N N_\phi + 2C\sqrt{N_\phi}}{(\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) - (\alpha_2 - \alpha_1 N_\psi) N_\phi} \quad \text{Eq 7.49}$$

Et, pour la traction qui donne:

$$\sigma_1^N = \widehat{\sigma}_1^N + \lambda\alpha_2 \quad \text{Eq 7.50}$$

$$\sigma_2^N = \widehat{\sigma}_2^N + \lambda\alpha_2 \quad \text{Eq 7.51}$$

$$\sigma_3^N = \widehat{\sigma}_3^N + \lambda\alpha_1 \quad \text{Eq 7.52}$$

Avec

$$\lambda = \frac{\sigma^t - \widehat{\sigma}_3^N}{\alpha_1} \quad \text{Eq 7.53}$$

Le modèle analogue CVIS, est de type élastoplastique visqueux. Il découle de celui du Burger et comprend, en plus de ce dernier, un patin plastique de type Mohr-Coulomb. La loi d'écoulement associée permet de calculer les déformations plastiques irréversibles qui se développent instantanément puis au cours du temps. C'est la raison pour laquelle, cette loi est beaucoup plus pratique sur des cas d'ingénierie.

Le modèle CVISC, qui délivré des modèle analogue, présente l'intérêt de tenir compte de la mise en plasticité du matériau, aussi bien à court qu'à long terme.

7.5.2. ORIGINE ET DEVELOPPEMENT DE LA LOI

En l'absence de la loi de comportement différé adaptée, le réflexe de l'ingénieur a été de prendre en compte l'effet du temps en faisant varier le module du terrain. Cependant, un changement brutal du module du terrain ne modifie pas l'équilibre d'un système mécanique avec les lois de comportement élastoplastique. Aucun phénomène de fluage ne pouvait alors être modélisé.

Pour résoudre ce problème, une approche classique peut être adaptée qui consiste à combiner la loi élastoplastique avec un critère de Mohr-Coulomb avec la méthode convergence – confinement. Il a alors été envisagé de développer avec Itasca, une loi élastoplastique visqueuse tenant compte du critère de Mohr-Coulomb, qui permette de simuler une diminution de la raideur des terrains au cours du temps. La loi incrémentale CVISC était alors créée. Elle est dérivée du modèle analogue de Burger.

Dans le cadre de son utilisation courante en travaux géotechnique, la loi incrémentale CVISC a donc été rapidement restreinte pour répondre précisément aux problèmes particuliers. Ainsi, l'application de cette loi a conduit l'ingénieur à considérer les paramètres de viscosité, uniquement comme des paramètres numériques, permettant de passer d'un état d'équilibre court terme à un nouvel état d'équilibre de long terme.

L'objectif est de valider un nouvel loi donnant successivement différents états d'équilibre au cours de la vie d'un ouvrage.

7.5.3. PRINCIPE DE LA LOI CVISC

La loi CVISC doit correspondre à la loi de Mohr-Coulomb à court terme et tenir compte d'une diminution des caractéristiques mécaniques du sol, au cours du temps, et notamment de la raideur. Les paramètres de viscosité ne jouent qu'un rôle numérique, à savoir celui de faire évoluer l'équilibre vers un nouvel état à long terme.

Le paramètre de viscosité, η , est donc le seul à permettre au module de développer des déformations différées au cours du temps. Mais, compte tenu que ce paramètre est mécaniquement très délicat à déterminer, seule la stabilité numérique à long terme est étudiée ici. Cela revient à définir un paramètre de viscosité, η , admissible par le système et en adéquation avec le pas du temps. Le choix de ce dernier revêt donc un intérêt très particulier, bien que ce dernier ne soit plus physique dans le modèle considéré.

7.5.4. CHOIX DU PAS DE TEMPS

La valeur du pas du temps critique, Δt_{cr} , est donnée par l'équation 7.54. Elle fait intervenir le paramètre de viscosité, η_K , et le module de cisaillement, G_K , par la relation suivante :

$$\Delta t = \frac{\eta_K}{G_K} \quad \text{Eq 7.54}$$

7.5.5. LES PARAMETRES DU MODELE

Le modèle proposé nécessite les mêmes paramètres que le modèle viscoélastique de Burgers. Ces paramètres sont les suivants:

- K : module de gonflement élastique ;
- G : module de cisaillement élastique ;
- η : la viscosité dynamique.

En plus de ces paramètres du modèle viscoélastique de Burgers, le modèle viscoplastique- fluage de Burgers nécessite cinq paramètres supplémentaires du critère de plasticité de Mohr-Coulomb, sont:

- σ_t : la limite de traction ;
- ρ : la densité ;
- ϕ : l'angle de frottement;
- C : cohésion;
- ψ : l'angle de dilatation.

7.6. CALAGE DU MODELE SUR LES ESSAIS TRIAXIAUX ET LES ESSAIS ŒDOMETRIQUES

7.6.1. DESCRIPTION DES ESSAIS EXPERIMENTAUX MODELISES

La base des données des essais oédométriques effectués au laboratoire –LTHE- à Grenoble dans le cadre des travaux des thèses d'Olivier (2003), de Stoltz (2009) et de Nousheen (2010) est utilisée

pour calibrer les paramètres du modèle CVIS. Aussi des essais triaxiaux drainés et non drainés effectués sur des différents types de déchets (*Babu et al (2010a)*) ont été utilisé pour calibrer les paramètres du modèle CVIS.

7.6.1.1. ESSAIS TRIAXIAUX

Les essais réalisés par *Babu et al (2010a)* sur trois types d'échantillons de MSW ont été modélisés dans cette étude: DSM frais, DSM enfouis et DSM synthétique. Des échantillons de DSM frais et des DSM mis en décharge ont été prélevés sur le site d'enfouissement d'Orchard Hills (Illinois, États-Unis). Les échantillons de DSM enfouis représentent des DSM qui ont 1,5 an de biodégradation. Les échantillons de 538,5 cm³ de volume ont été ensuite consolidés isotropiquement sous différentes pressions de confinement 69, 138 et 276 kPa où les pressions interstitielles ont été mesurées. Pour assurer des pressions uniformes dans les pores, les échantillons ont été chargé à une vitesse de déformation constante (approximativement 1% par minute). Des essais triaxiaux drainés ont été aussi effectués où les échantillons de MSW ont été ensuite consolidés isotropiquement sous différentes pressions de confinement de 50, 100 et 150 kPa.

7.6.1.2. ESSAIS OEDOMETRIQUES

1. ESSAIS OEDOMETRIQUES REALISES PAR OLIVIER (2003)

Les composantes primaire et secondaire du tassement ont été mesurées au cours de ces essais. La phase de chargement consistait à appliquer des incréments de charge de 10 à 20 kPa pendant un temps (Δt) jusqu'à une contrainte verticale finale de 130 kPa (équivalente à la pression d'une colonne de 15m). La partie initiale de la courbe correspond à la phase primaire de compression de 0 à 130 kPa (*Olivier, 2003*).

2. ESSAIS OEDOMETRIQUES REALISES PAR STOLTZ (2009)

Les tests à court et à long terme réalisés par *Stoltz (2009)* avec la cellule CICLADE ont également été modélisés. La contrainte est appliquée par un piston poussé par 6 vérins hydrauliques. Les vérins peuvent appliquer une contrainte allant jusqu'à 800 kPa. La cellule doit être étanche afin de permettre un suivi avec précision de la quantité de biogaz produit en fonction du temps. Un cordon chauffant installé en spirale autour de la cellule permet de maintenir la paroi de la cellule à une température allant jusqu'à 60°C.

724 kg de déchets ont été mis en place dans un volume initial de 923,7 dm³ (hauteur initiale H₀ = 1,2 m) ce qui correspond à une masse volumique humide de 0,784 Mg/m³ et une masse volumique sèche de 0,39 Mg/m³. Le compactage a été réalisé au pied. Le plan de chargement est le suivant : 20 kPa, 30 kPa, 40 kPa, 60 kPa, 80 kPa, 100 kPa, 120 kPa, 140 kPa. Chaque palier a été maintenu pendant 24 H. Enfin, une phase de chargement sur 8 jours sous contrainte constante est bien suivie.

3. ESSAIS OEDOMETRIQUES REALISES PAR NOUSHEEN (2010)

Tous les essais sont à court terme, c'est-à-dire les essais n'ont pas été prolongés plus d'une semaine. Le phénomène de la dégradation des déchets n'a pas été pris en compte. Concernant les essais, plusieurs types de déchet ont été testés. Ces déchets ont d'abord été déchiquetés (à une taille de 40 mm) avant leur mise en place dans des cellules de hauteur maximale de 29 cm. les particules plus grosses devaient être enlevées, cependant certains composants en plastique ou en textile ont été coupés à l'aide de ciseaux pour maintenir la proportion de tous les composants. Les échantillons ont été préparés selon la procédure suivante :

- Pour obtenir une faible teneur en humidité initiale, les échantillons ont été séchés à 35 ° C pendant 7 jours dans le four.

- Pour obtenir une humidité moyenne, les échantillons ont été séchés à l'air pendant 7 jours dans des récipients rectangulaires à grandes surfaces.
- Pour obtenir un taux d'humidité supérieur à la teneur en humidité, de l'eau a été ajoutée à l'aide d'un dispositif d'arrosage tout en retournant les échantillons avec les mains un certain nombre de fois et laissées pour des imbibitions pendant 48 heures.

Les échantillons après avoir été déchetés ont été placés dans l'oedomètre avec les mains en couches de 2 à 2,5 kg avec un effort de compactage appliqué à chaque couche (4 à 6 couches) à l'aide d'une tige de compactage de masse 8 kg et une chute libre de 70 cm qui produit un effort de compactage de 5,5 kN. 30 coups ont été appliqués sur toute la section transversale de l'échantillon comme un effort de compactage moyen pour chaque couche. Les essais ont été réalisés avec la même série de charges de compression: 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 140 kPa et 200 kPa. Toutes ces charges de compression ont été maintenues pendant une période allant de 24 heures à 96 heures.

Pour chaque chargement de compression, on obtient les mesures suivantes:

- Mesure du déplacement à partir du capteur de déplacement vertical
- Mesure de la perméabilité aux gaz
- Mesure de la masse

Afin d'évaluer et valider le CVISC avec des paramètres représentatifs de MSW, deux essais classiques de sol ont été modélisés avec le logiciel FLAC^{2D}. Les premiers essais sont les essais triaxiaux; les seconds sont les essais oedométriques.

7.6.2. MODELISATION DES ESSAIS EXPERIMENTAUX

7.6.2.1. MODELISATION DES ESSAIS TRIAXIAUX

L'essai triaxial consiste essentiellement à un échantillon placé à l'intérieur d'une cellule qui est soumis dans les 3 dimensions à une pression de confinement. Ensuite, un piston vient de presser verticalement l'échantillon encore sous pression de confinement jusqu'à la rupture du matériau. Ensuite, l'essai triaxial consolidé et drainé ou non drainé. Dans un tel essai, la contrainte peut être exprimée comme suit:

$$P' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad \text{Eq 7.55}$$

$$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad \text{Eq 7.56}$$

Avec:

P' : Contrainte effective moyenne ;

q' : Déviateur ;

σ'_1 : Contrainte effective verticale (contrainte axiale totale);

σ'_3 : Contrainte horizontale;

La modélisation d'un essai de compression triaxial nous permet d'étudier le comportement de DSM modélisé par le CVISC dans des conditions simples.

L'essai triaxial est modélisé par FLAC^{2D} au moyen de l'approximation axisymétrique. La géométrie du modèle est donnée dans la Figure 7.7. Les paramètres du modèle CVISC pour DSM sont présentés dans les Tableaux 7.2 et 7.3. Ensuite, on a attribué un déplacement prescrit au sommet et des charges réparties en haut et à droite de la matrice. Les conditions aux limites sont comme suit : les déplacements verticaux sont bloqués au fond du modèle et les déplacements horizontaux sont bloqués sur le côté gauche du modèle. Un maillage de 1 élément rectangulaire à quatre nœuds d'une taille de 1 unité et des contraintes initiales ont ensuite été générés.

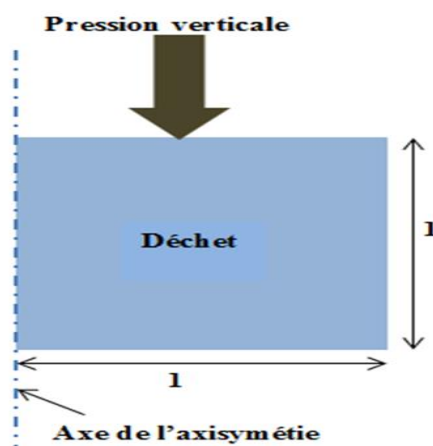


Figure 7.7: Figure montre l'essai triaxial

7.6.2.2. MODELISATION DES ESSAIS OEDOMETRIQUE

Un essai oedométrique consiste en une compression verticale simple avec des déplacements verticaux (ou des déformations). Un piston applique une charge croissante sur le dessus de l'échantillon. Ce test permet d'évaluer le tassement dans une seule direction. Par conséquent, les déformations volumétriques sont égales aux déformations verticales car les déformations horizontales sont nulles. De plus, les équations de contrainte moyenne et déviatorique sont simplifiées:

$$P' = \frac{\sigma'_1}{3}(1 + 2K_0) \quad \text{Eq 7.57}$$

$$q' = \sigma'_1(1 - K_0) \quad \text{Eq 7.58}$$

Avec:

P' : Contrainte effective moyenne ;

q' : Déviateur ;

σ'_1 : Contrainte effective verticale (contrainte axiale totale);

σ'_3 : Contrainte horizontale;

K_0 : Coefficient de pression active des terres au repos (coefficient de poussée). C'est le ratio des contraintes effectives (rapport de la contrainte horizontale sur la contrainte verticale).

Le maillage se compose d'un élément rectangulaire de quatre nœuds d'une taille de 1 unité. Les contraintes initiales sont simplement générées par l'attribution de la valeur calculée à partir de (Eq.5 à Eq.7) à chaque point de contrainte.

$$\sigma'_1 = \gamma \times \text{depht} \quad \text{Eq 7.59}$$

$$\sigma'_3 = K_0 \sigma'_1 \quad \text{Eq 7.60}$$

$$P' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad \text{Eq 7.61}$$

7.6.3. CALAGE DU MODÈLE

Le calage du modèle se fait pour vérifier si les paramètres choisis du modèle donnent des résultats proches de ceux obtenus à partir des essais expérimentaux (essais triaxiaux-drainés et non drainés- et essais eodométriques à long et à court terme).

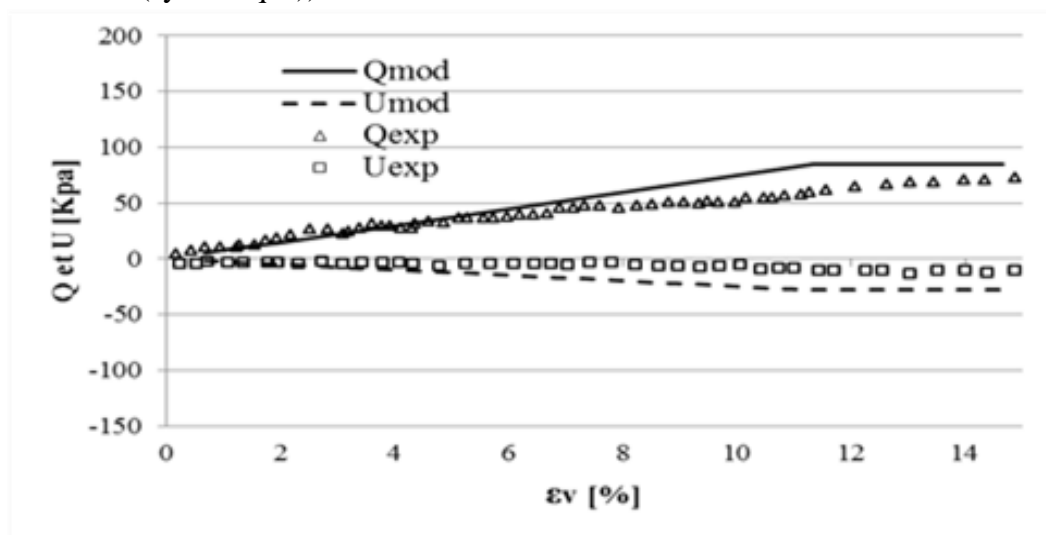
7.6.3.1. CALAGE SUR LES ESSAIS TRIAXIAUX

Le Tableau 7.2 résume les valeurs des paramètres pour les différents âges de déchets solides municipaux pour caler le modèle numérique sur les essais triaxiaux.

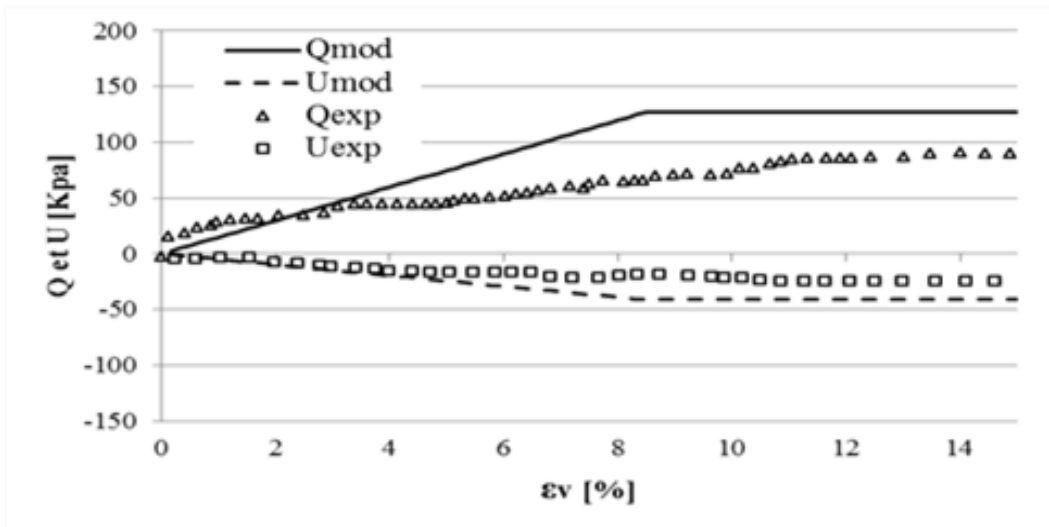
Type d'essai	Age de déchet	Confinement (KPa)	Densité	G	K	C	Ø	visc
			-	KPa	KPa	KPa	Degré	Kg/m.s
Essais Triaxiaux non drainés	décharge	69	1	250	690	20	16 °	4.7×10^8
		138	1	500	1300	20	16 °	4.7×10^8
		276	1	1000	2500	20	16 °	4.7×10^8
	frais	69	1	450	600	40	16 °	4.7×10^8
		138	1	650	1100	40	16 °	4.7×10^8
		276	1	1000	2000	40	16 °	4.7×10^8
	Synthétique	69	1	300	700	20	10.3°	4.7×10^8
		138	1	600	1100	20	10.3°	4.7×10^8
		276	1	1200	2000	20	10.3°	4.7×10^8
Essais Triaxiaux drainés	décharge	50	1	450	600	60	30°	4.7×10^8
		100	1	720	1300	60	30°	4.7×10^8
		150	1	1000	2000	60	30°	4.7×10^8
Essais Triaxiaux	Plage de valeurs	50 à 27	1	250 à 1200	600 à 2500	20 à 60	10.3° à 30°	4.7×10^8

Tableau 7.2 : Le tableau récapitulatif des valeurs des paramètres du modèle CVISC calé sur l les essais triaxiaux (Babu et al,2010a)

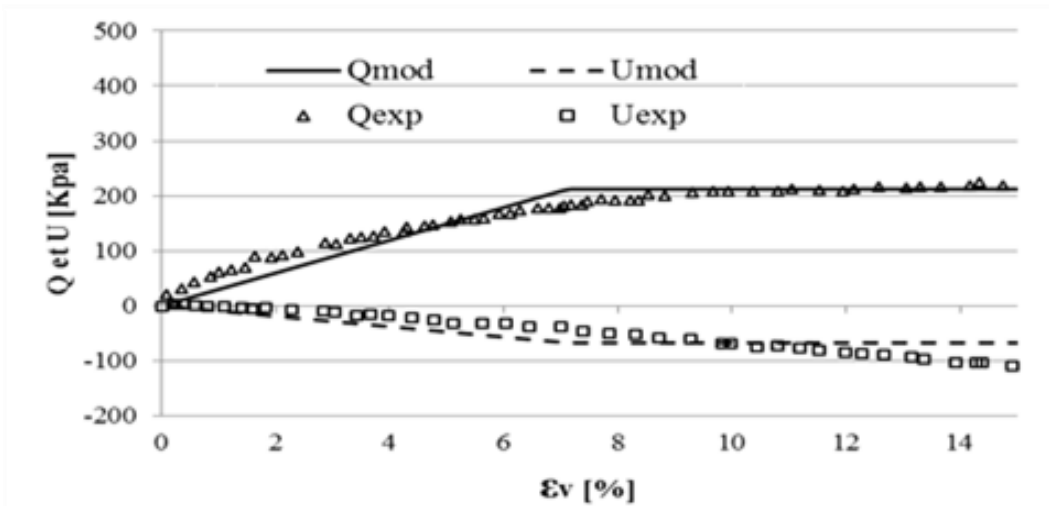
Les figures 7.8 à 7.11 montrent la variation du déviateur (Q) et de la pression interstitielle (U) avec la déformation axiale à différentes pressions de confinement (69, 138 et 276 kPa) pour des différents états de déchet DSM (déchet frais, déchet extrait d'une ISD et déchet préparé et mélangé dans le laboratoire (synthétique)).



(a) Contrainte de Confinement= 69KPa

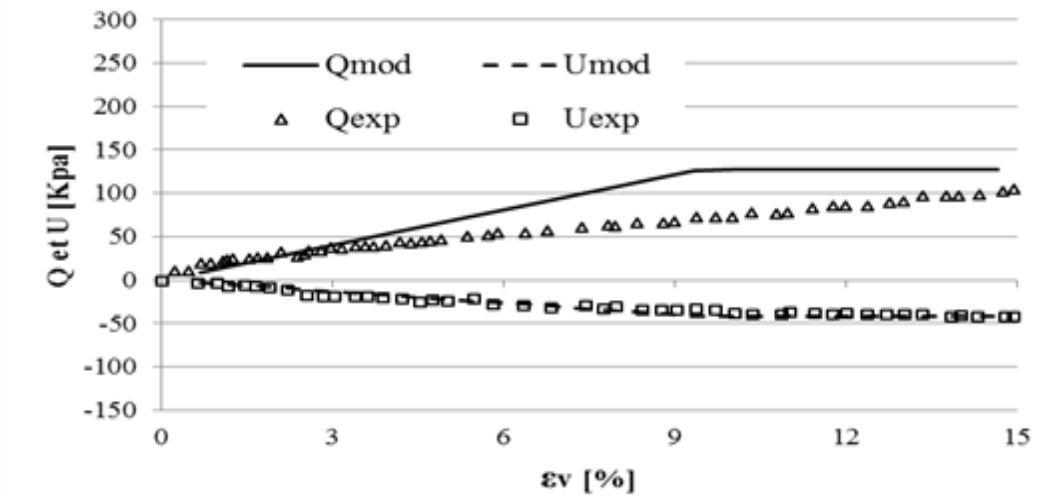


(b) Contrainte de Confinement= 138KPa

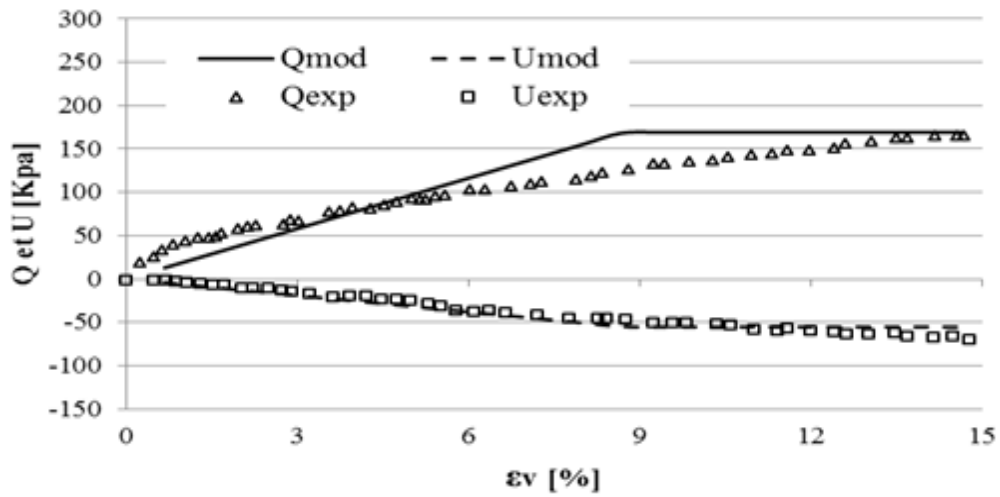


(c) Contrainte de Confinement= 276KPa

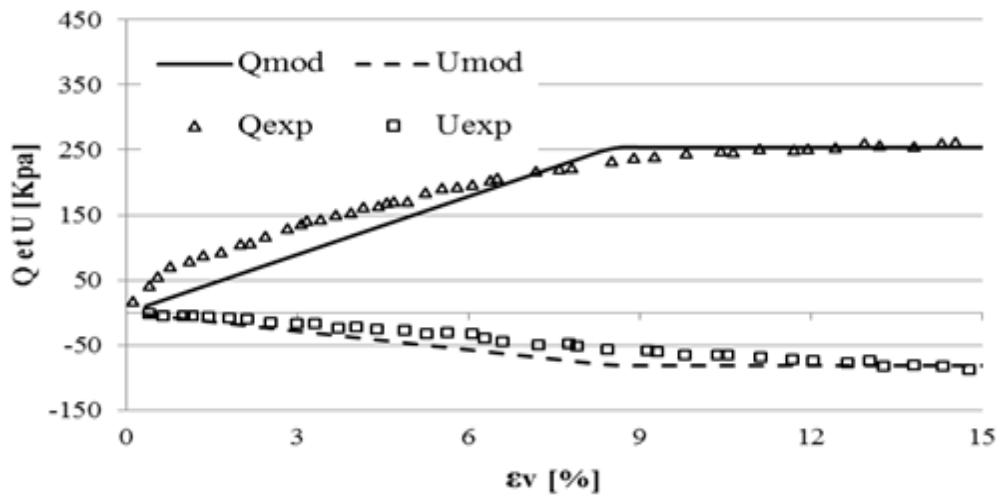
Figure 7.8: Les essais triaxiaux non drainés sur un déchet extrait d'une ISD



(a) Contrainte de Confinement= 69KPa

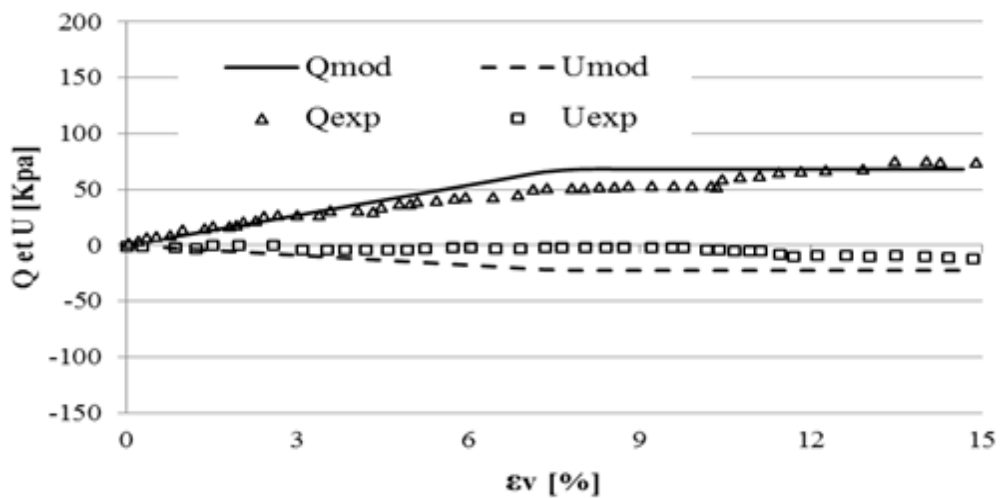


(b) Contrainte de Confinement= 138KPa

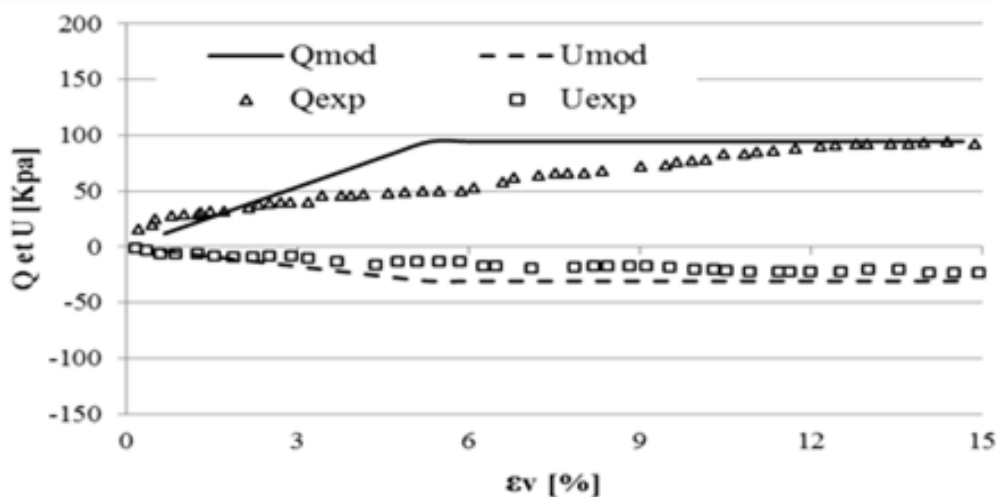


(c) Contrainte de Confinement= 276KPa

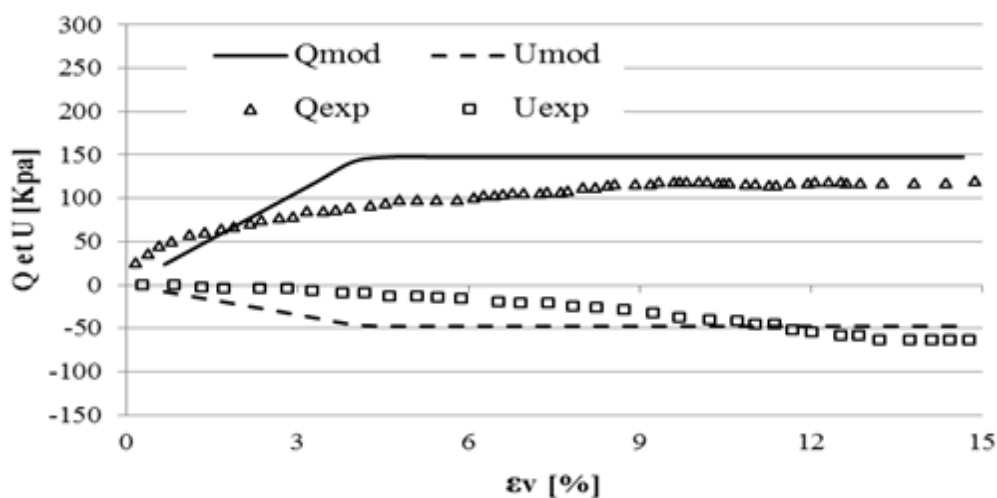
Figure7.9: Les essais triaxiaux non drainés sur un déchet frais



(a) Contrainte de Confinement= 69KPa

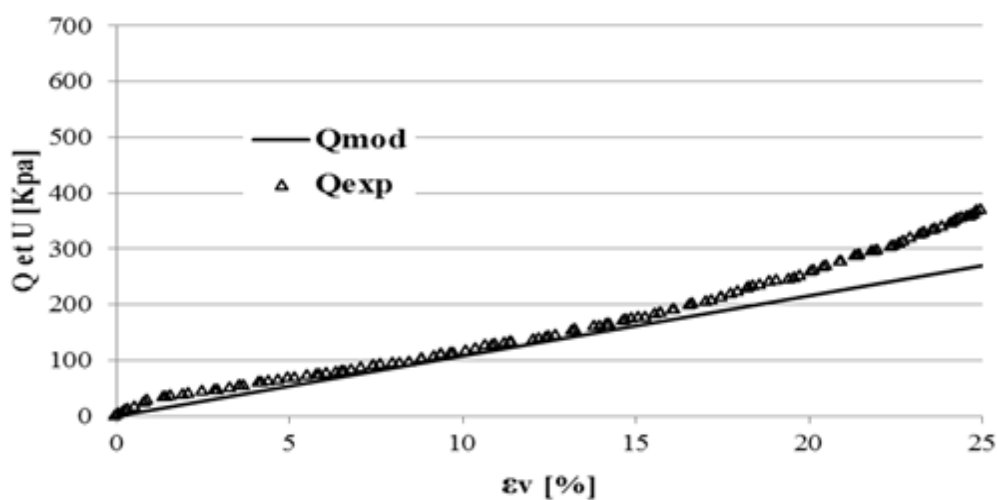


(b) Contrainte de Confinement= 138KPa

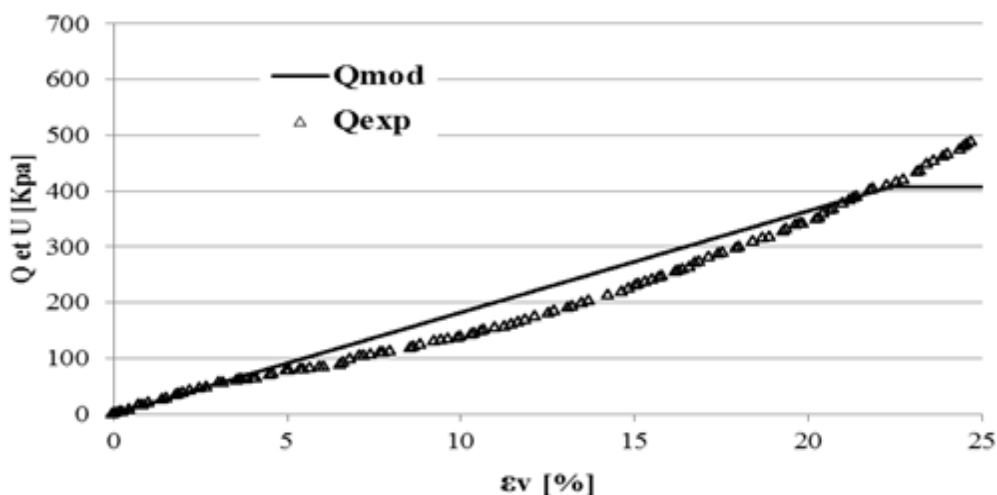
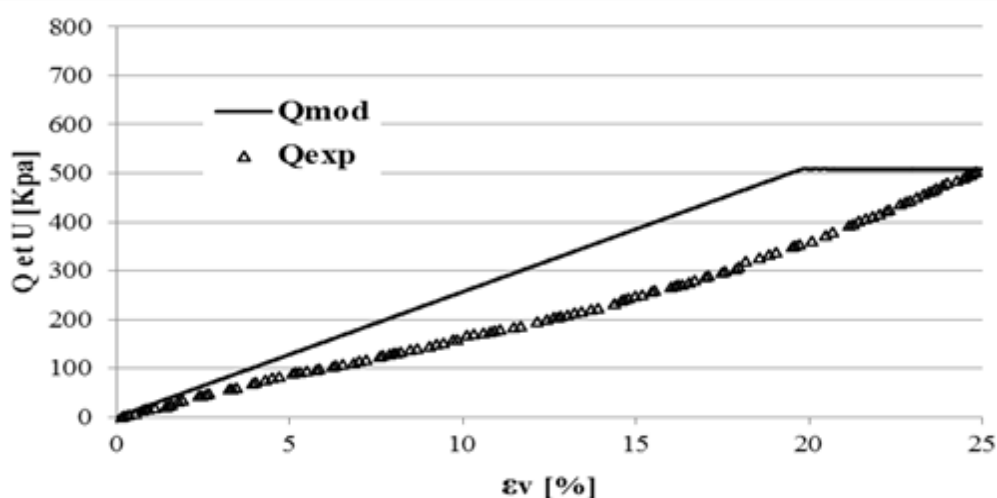


(c) Contrainte de Confinement= 276KPa

Figure7.10: Les essais triaxiaux non drainés sur un déchet Synthétique



(a) Contrainte de Confinement= 50KPa

(b) *Contrainte de Confinement= 100KPa*(c) *Contrainte de Confinement= 150KPa***Figure 7.11: Les essais triaxiaux drainés**

A partir de ces résultats, on peut observer que les valeurs finales prédites de déviateur par le modèle utilisé sont supérieures aux résultats expérimentaux pour les essais sous une pression de confinement de 69KPa et 138KPa. Les résultats montrent également que les valeurs du modèle proposé sont en accord avec le comportement observé expérimentalement sur le DSM frais et extrait d'une ISD pour une pression de confinement de 276 KPa. Cet accord est attribué à la caractéristique principale que le modèle élastique de Burger a été amélioré en tenant compte du comportement plastique en utilisant les critères de plasticité de Mohr-Coulomb. Des résultats similaires sont obtenus pour le DSM enfouis et le DSM synthétique. En général, les valeurs des déviateurs obtenus à partir des résultats expérimentaux augmentent continuellement avec l'augmentation de la déformation axiale et montrent qu'il n'y a pas de contrainte de pointe et de rupture finale, ce comportement est bien clair dans les essais triaxiaux drainés (Figure 7.11). Les valeurs figurant dans le Tableau 7.2 sont utilisées pour obtenir les résultats présentés dans les Figures 7 de 8 à 11 ce qui correspond à la variation du déviateur et de la pression interstitielle avec la déformation pour les trois différents types de déchets (DSM frais, DSM extrait d'une décharge et DSM synthétique). On constate que le modèle numérique simule très bien les courbes de l'évolution de la pression interstitielle avec le temps dans le cas des essais triaxiaux non drainés. On peut observer que le modèle proposé est en bon accord avec les résultats expérimentaux.

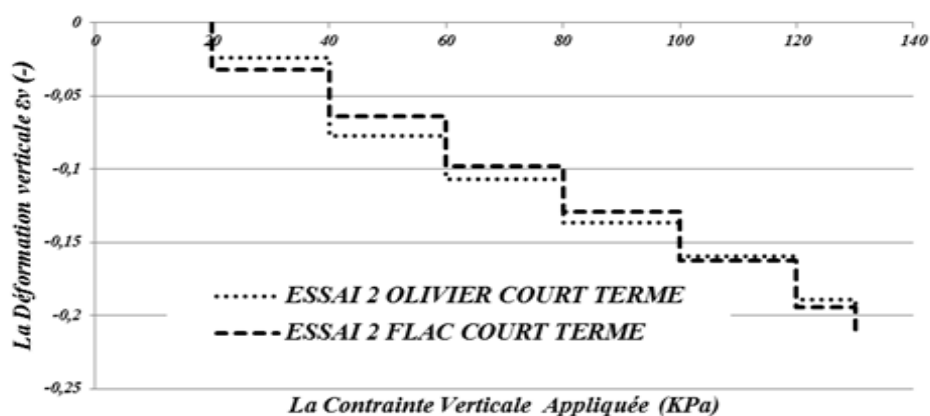
7.6.3.2. CALAGE SUR LES ESSAIS OEDOMETRIQUEES

Le tableau 7.3 résume les valeurs des paramètres du matériau déchet solide municipal pour caler le modèle numérique sur les essais oedométriques.

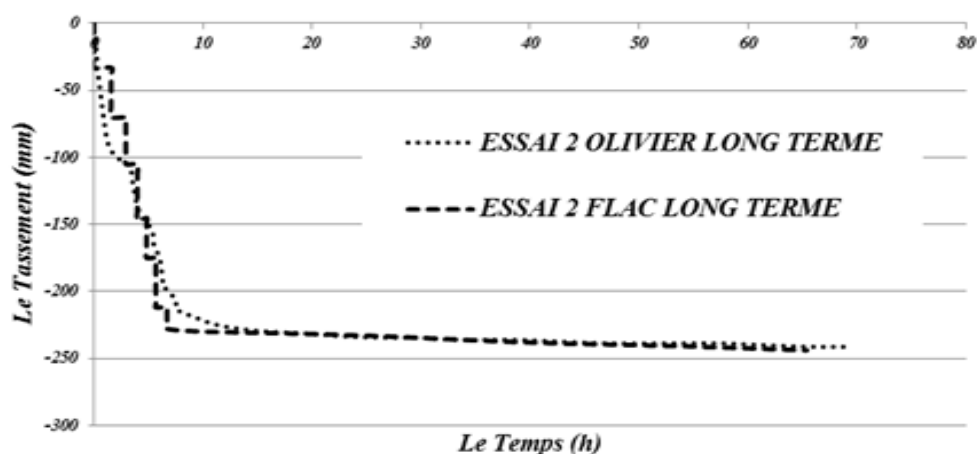
Type d'essai	Age de déchet	Confinement (KPa)	Densité	G	K	C	Ø	visc
	Références	Durée de l'application de la surcharge	-	KPa	KPa	KPa	Degré	Kg/m.s
Essais oedométriques	Olivier. F (2003)	Court terme	0.681	305	215	15	36°	2.5×10^8
		Long terme	0.681	270	210	15	36°	4.7×10^8
	Stoltz. G (2009)	Court terme	0.784	180	120	15	36°	1.7×10^{10}
		Long terme	0.784	190	125	15	36°	1.7×10^{10}
	Nousheen A.K (2010)	Court terme	0.7	180	120	15	36°	9×10^9
	Plage de valeurs		0.681 à 0.784	180 à 305	120 à 215	15	36°	2.5×10^8 à 1.7×10^{10}
Essais Triaxiaux et oedométriques	Plage de valeurs globale		0.681 à 1.00	180 à 1200	120 à 2500	15 à 60	10.3° à 36	2.5×10^8 à 1.7×10^{10}

Tableau 7.3 : Le tableau récapitulatif des valeurs des paramètres du modèle CVISC calé sur les essais oedométriques

1. LES ESSAIS OEDOMETRES REALISES PAR OLIVIER (2003)



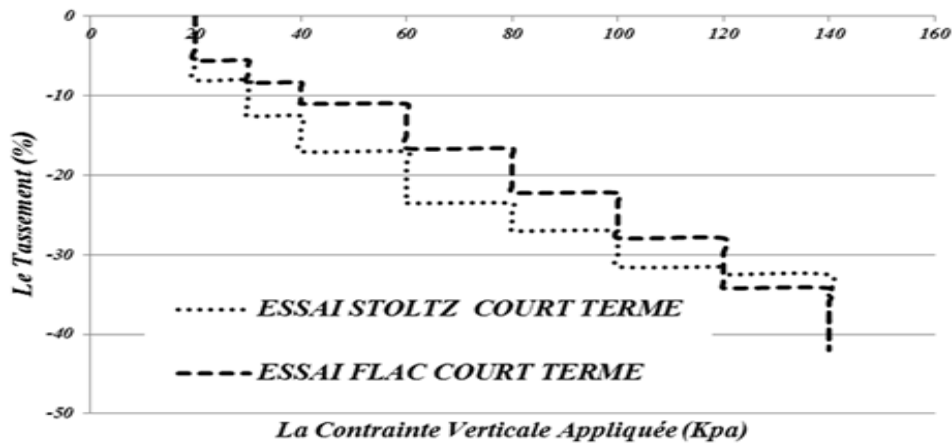
(a) Court terme



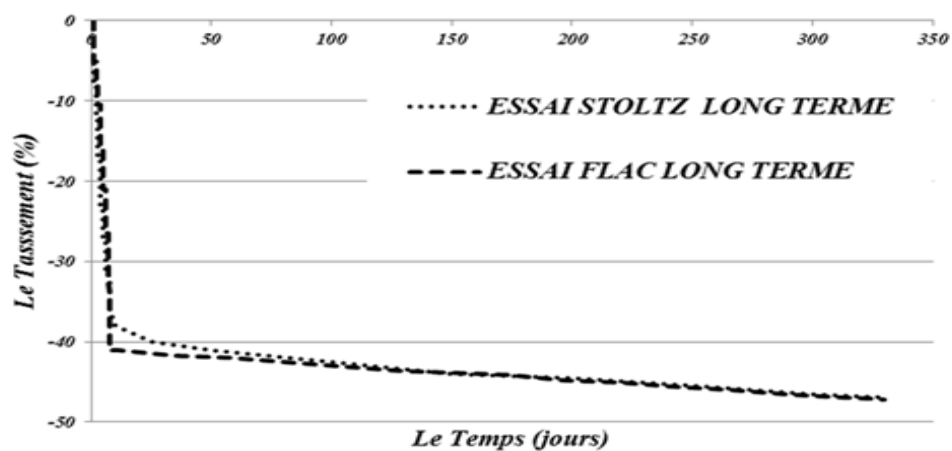
(b) Long terme

Figure 7.12: Les essais oedométriques réalisés par Olivier. F (2003)

2. LES ESSAIS OEDOMETRES REALISES PAR STOLTZ (2009)



(a) Court terme



(b) Long terme

Figure7.13: Les essais oedométriques réalisés par Stoltz (2009)

3. LES ESSAIS OEDOMETRES REALISES NOUSHEEN (2010)

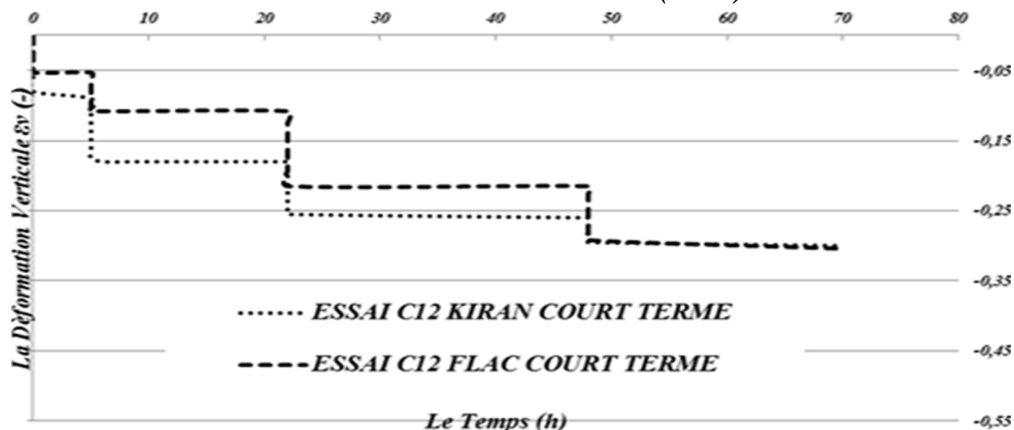


Figure7.14: Les essais oedométriques réalisés par Nousheen (2010)

Le modèle a été utilisé pour simuler aussi les essais eodométriques (Figure 7 de 12 à 14) à courts et à longs terme réalisés par OLIVIER, STOLTZ et NOUSHEEN au laboratoire LTHE de Grenoble et

qui nous a permis de bien calibrer les paramètres du modèle et de déterminer la plage des valeurs pour chaque paramètre (voir le Tableau 7.2).

On a constaté que la viscosité joue un rôle crucial pour adapter la vitesse du tassement en fonction du temps, en particulier, dans le cas du long terme et pour bien calibrer ce paramètre et avoir un tassement final similaire aux résultats expérimentaux.

On utilise ce modèle pour la prédiction de l'évolution du tassement dans les installations de stockage des déchets non dangereux ISDND avec le temps et avec l'augmentation du chargement pour des conditions d'enfouissement typiques. Les résultats du tassement prévus en utilisant le modèle proposé sont comparés avec les résultats expérimentaux où on a constaté que le modèle proposé prévoit le tassement total dans une fourchette similaire aux résultats expérimentaux.

7.7. MODÉLISATION DE CELLULES D'ENFOUISSEMENT AVEC FLAC^{2D}

Une cellule d'enfouissement a été modélisée à l'aide du logiciel FLAC^{2D} V7 afin d'évaluer la capacité du modèle CVISC à simuler le comportement mécanique de DSM à l'échelle de site. Les deux principales questions de la présente étude est d'évaluer la capacité de FLAC pour modéliser les phases d'exploitation et de post-exploitation et de tester la capacité du modèle CVISC pour modéliser les déformations de DSM en 2 dimensions.

7.7.1. MATÉRIELS ET MÉTHODES

Le modèle de la cellule de stockage est simplifié en 2D en supposant que les conditions de déformation plane comme illustré sur la figure 7.15. Le modèle est encore plus simplifié avec l'hypothèse d'un plan symétrique traversant la cellule d'enfouissement en son milieu, perpendiculairement aux sections transversales.

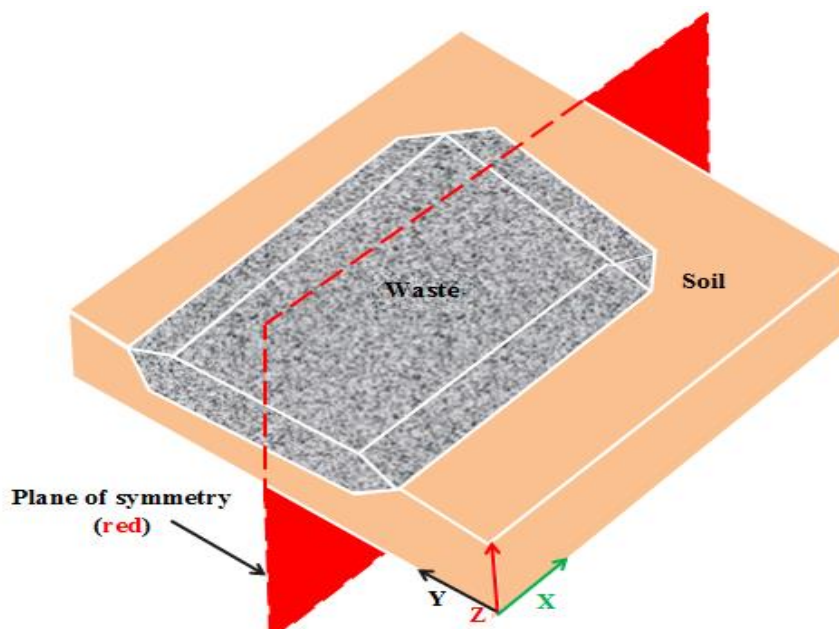


Figure 7.15: Schéma EN 3D représentant de l'ISDND (l'axe de symétrie en rouge)

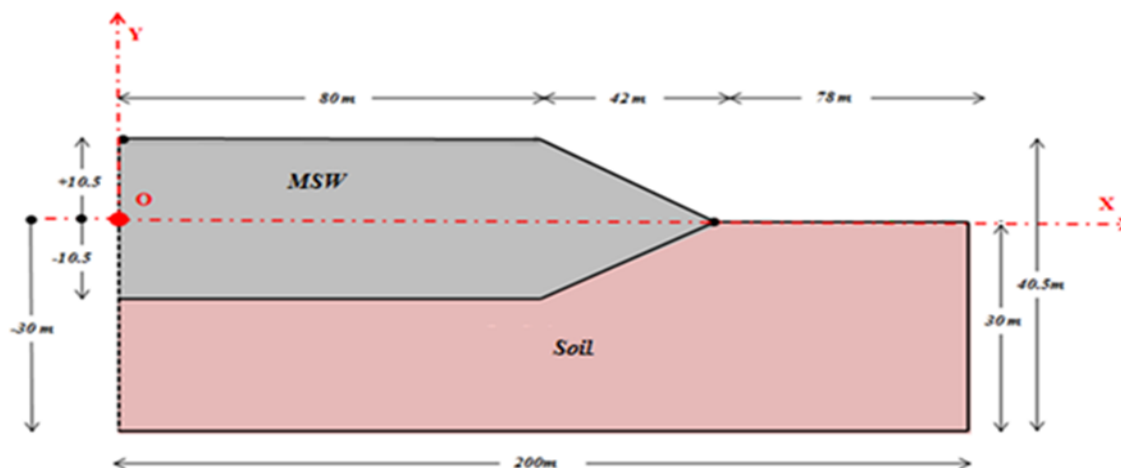


Figure 7.16: cellule de la décharge modélisée avec $FLAC^{2D}$

La géométrie de la cellule de stockage de déchet donnée dans la Figure 7.16 a été définie sur la base de la taille typique des cellules d'enfouissement. La géométrie du sol a été définie assez grande pour qu'aucune perturbation causée par le chargement d'enfouissement sur le sol ne soit provoquée. Le sol est choisi très rigide, il correspond à un substratum rocheux.

La plupart des cellules d'ISDND sont maintenant remplies par couches de 40 à 80 cm, chacune tassée par un compacteur à rouleaux avec pieds de mouton appliquant un effort de compression moyen de 40 kPa (Olivier, 2003). Par conséquent, le modèle d'ISDND avec $FLAC^{2D}$ V7 est mis en œuvre suivant ces lignes directrices, mais les couches sont mises en œuvre avec une épaisseur de 3,5 m afin de réduire les temps de calcul. Les conditions aux limites ont été fixées de manière similaire au modèle oedométrique. Les paramètres physique et mécanique du matériau déchet et le sol sont indiquées dans le Tableau 7.4.

Le Matériau Déchet			
Le modèle utilisé		CVISC	
Le paramètre	notation	Unité	valeur
densité	ρ	-	0.9
Le module volumique	K	KPa	120.5 à 2325.5
Le module de cisaillement	G	KPa	254.464 à 1129.11
Cohésion	C	KPa	15
Angle de frottement	ϕ	Degré	36°
La viscosité	μ	Kg/m.s	4.7×10^8
La limite de traction	σ_t	KPa	10^7
Le Sol : Un Substratum			
Le modèle utilisé		Mohr-Coulomb	
densité	ρ	-	2
Le module de gonflement	K	KPa	216667
Le module de cisaillement	G	KPa	38462
Cohésion	C	KPa	8
Angle de frottement	ϕ	Degré	27

Tableau 7.4: paramètres des modèles de matériaux

Le sol a été modélisé avec un modèle de Mohr-Coulomb simple parce que son comportement n'a pas d'intérêt dans cette étude. Cependant, il est parfaitement envisageable d'appliquer un modèle plus approprié tel que viscoplastique -fluage de Burgers qui représentent différentes réponses de chargement / déchargement. Un maillage moyen ou fin est utilisé dans le massif de DSM et un maillage grossier pour le sol (Figure 7.17). Un maillage plus grossier est généré loin de l'alvéole comme illustré à la Figure 7-17. L'ensemble du maillage est constitué de 2562 éléments pour le DSM et 7535 éléments pour le sol. Chaque élément est constitué de quatre nœuds.

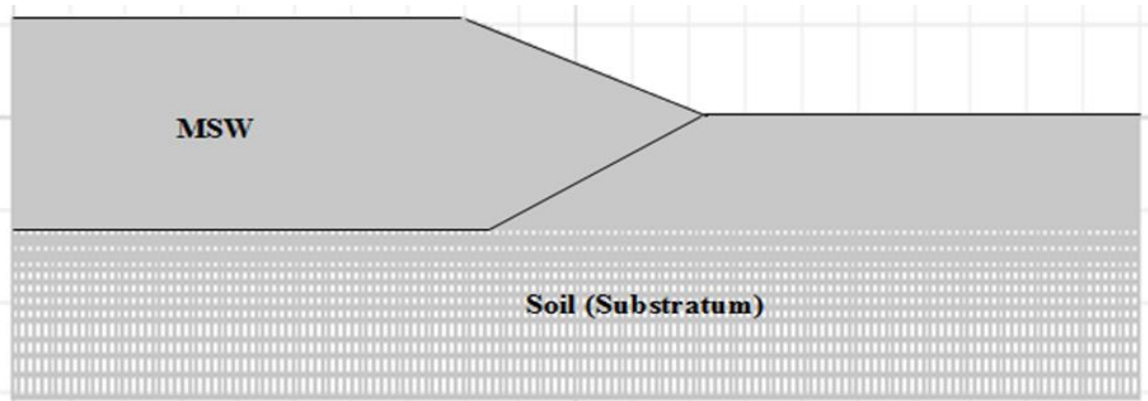


Figure 7.17 : Le maillage adopté pour le du modèle $FLAC^{2D}$

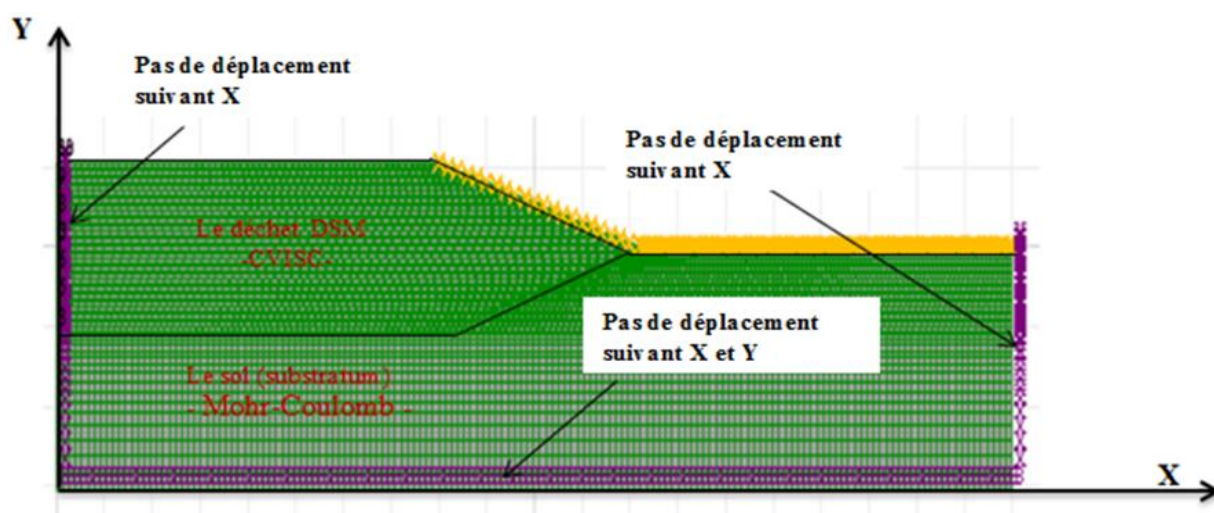


Figure 7.18 : Les conditions aux limites du modèle $FLAC^{2D}$

La phase 1 n'a pas de période de temps, car il ne concerne que le matériau du sol modélisé par le modèle Mohr-Coulomb qui ne dépend pas du temps. Les déplacements sont réinitialisés au début de la phase 2. Même si le sol se gonfle quand on exécute l'excavation, ce serait pire de considérer ce gonflement avec le modèle MC que de l'ignorer. Le temps de remplissage de chaque couche est basé sur les temps typiques d'exploitation des cellules d'enfouissement en France. Pour notre modèle on prévoit 45 jours comme temps de remplissage pour chaque couche de 3.5m de hauteur divisée en 7 sous couches de 0.5m d'épaisseur (la hauteur de chaque maille).

Cette phase de construction est basée sur les hypothèses suivantes:

- Les phases pour le compactage par des compacteurs ne sont pas définies car cela nécessiterait un nombre trop importants de phases. De plus, ces phases supplémentaires exigeraient l'option de construction par étapes et apporterait encore plus d'erreurs. L'application d'un état état de sur-consolidation pour chaque couche supplémentaire a été optée (préférée).

- L'effort de compactage généré par les rouleaux avec de pied est supposé générer la même contrainte de pré-consolidation sur toute la hauteur de la couche. (Olivier, 2003)
- Les hypothèses précédentes exigent par conséquent de fixer une valeur de poids unitaire après compactage des DSM par les compacteurs. Le poids de l'unité doit être supérieur à sa valeur initiale.
- Les trois hypothèses précédentes conduisent au fait que le tassement immédiat lorsque le matériau est pré-compacté par des compacteurs est ignoré.
- Le remplissage de la décharge est supposé continu pendant 270 jours (45 jours \times 6 couches) et sans pauses. Parfois, le sol est ajouté entre les couches de DSM pour améliorer la stabilité du massif de DSM et éviter l'envol de déchet sous l'effet du vent. Cette pratique n'a pas été modélisée
- Les paramètres G (module de cisaillement) et K (le module de gonflement) du modèle CVISC pour le DSM sont variés d'une couche à une autre pour tenir compte l'effet du confinement (le poids des couches supérieures) sur les propriétés physiques du matériau déchets.

7.7.2. RESULTATS ET DISCUSSIONS

Une déformation verticale maximale de 4,60938m ($\approx 22\%$) a été observé (Figure 7.19). Après la période de post-exploitation (la mise en place de la dernière couche et la couverture) le tassement primaire et instantané atteint 1,05m ($\approx 5\%$). Wall & Zeiss (1995) ont estimé le tassement total en décharge d'un DSM non traité entre 25% et 50% après 30 ans après sa fin de l'exploitation.

Comme le tassement instantané dû au chargement supérieur (les couches supérieures) dans le modèle CVISC est fortement influencée par la cohésion, l'angle de frottement, le module de cisaillement G et le module volumique K, le modèle est réalisé avec des valeurs de ces paramètres bien calibrés et validé avec les essais expérimentaux. Il est important de souligner que le modèle peut prédire le tassement au cours de la mise en place des couches.

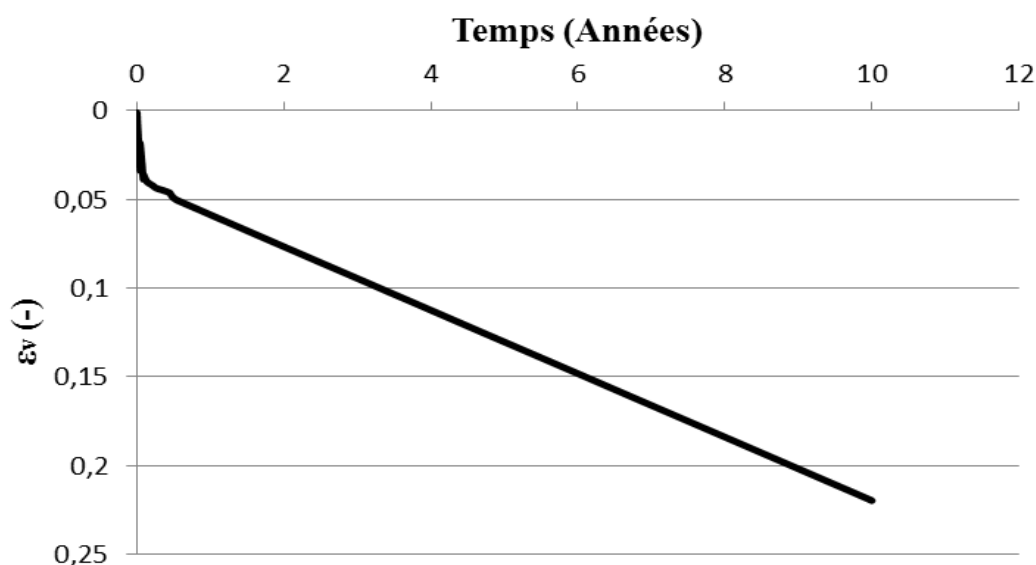


Figure 7.19 : l'évolution de la déformation verticale en fonction du temps

7.8. ETUDE DU COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE D'ISDND

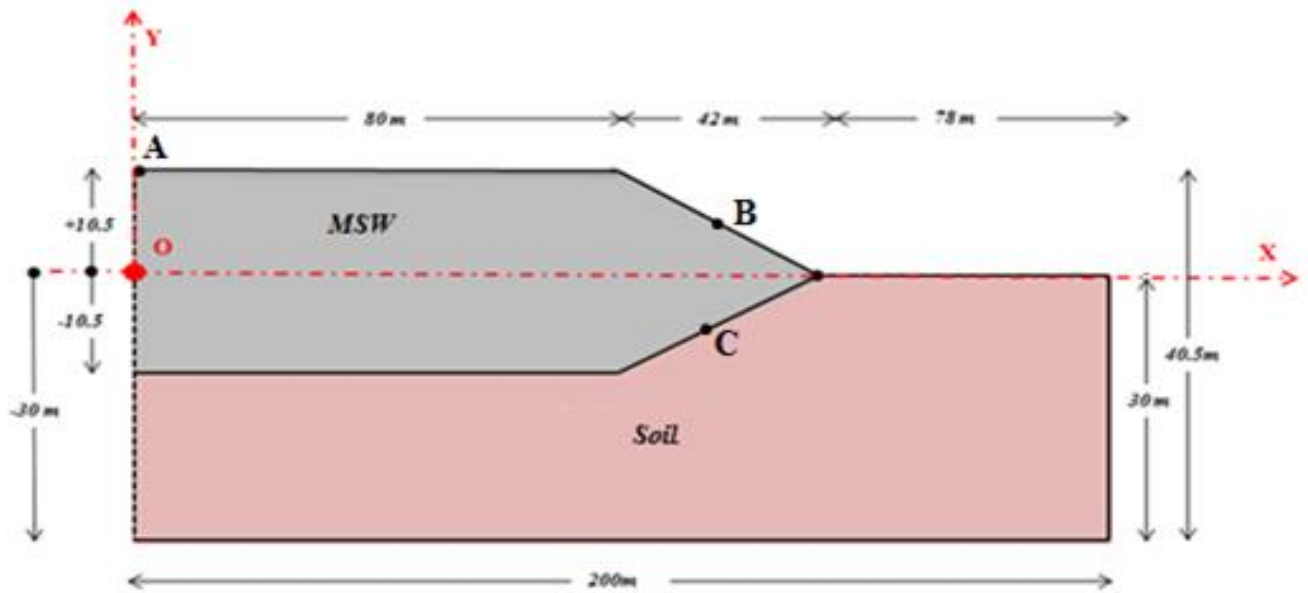


Figure 7.20: L'ouvrage avec les trois points à étudiés

Le tableau 7.5 présente les coordonnées des points à étudiés dans le maillage du modèle numérique par FLAC et leurs positions en mètre dans le repère réel XOY (Figure 7.20).

• Les coordonnées des points étudiés

N° du point	Les Les coordonnées dans le repères XOY		Les Les coordonnées dans le maillage	
	X (m)	Y (m)	I	J
A	0.0	+10.5	1	59
B	+101.0	+5.5	62	48
C	+101.0	-5.5	61	28

Tableau 7.5: Les coordonnées des points étudiés

• Les notations utilisées

i : Indice indique le N° du Point;

U_{xi} : Le Déplacement Horizontal au Point i ;

U_{yi} : Le Déplacement Vertical au Point i ;

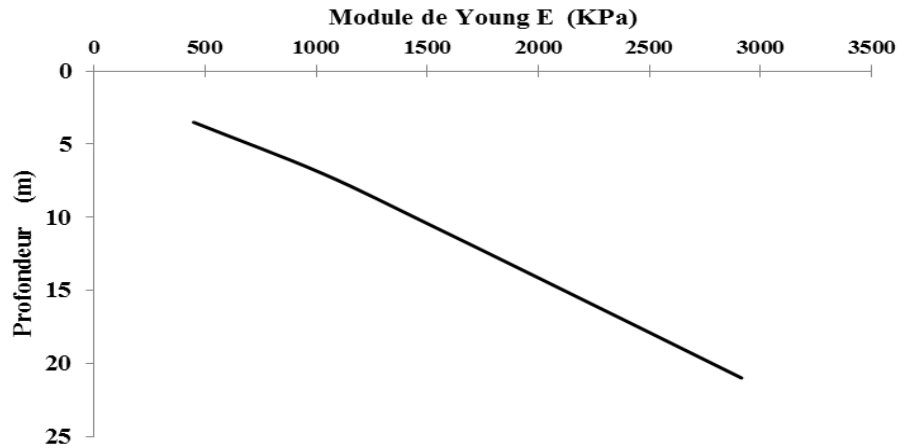
ϵ_{xyi} : La Déformation au Cisaillement au Point i ;

$Visc$: La Viscosité du Matériau Déchet.

7.8.1. VARIATION DU MODULE D'YOUNG E AVEC LA PROFONDEUR

Le module E de Young augmente avec la profondeur et le contrainte de confinement (Beaven et Powrie, 1995; Castelli et Maugeri, 2008; Singh et Fleming, 2008). Dans la littérature, la valeur du module élastique E est généralement comprise entre 0,5 MPa et 7MPa (Tano et al, 2016). La figure

7.21 montre cette augmentation de E (de K et G aussi) avec la profondeur de 448KPa à 2915KPa au



fond du casier étudié.

Figure 7.21: La variation du module d'Young E avec la profondeur

7.8.2. ÉTUDE DE L'IMPACT DE LA VISCOSITE SUR LE DEPLACEMENT VERTICAL (U_{yi})

L'influence de la viscosité sur le déplacement vertical (le tassement) a été étudiée pour notre modèle FLAC lors de la mise en place de 6 couches x 3,5m (c.-à-d 6x3,5m). La Figure 7.22 met en évidence la forte influence de la viscosité sur les prévisions du tassement. La viscosité influence peu les valeurs des déformations dues au chargement par contre elle contribue fortement à accélérer le tassement dû au fluage à long terme.

U_{yA} : Le Déplacement Vertical au Point A (0.0, +10.5).

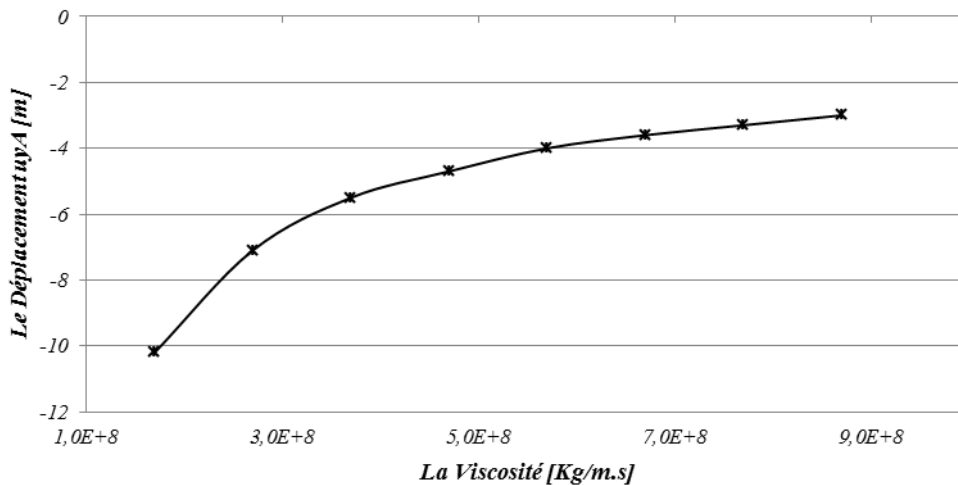


Figure 7.22: L'impact de la viscosité sur le déplacement vertical (u_{y1}) au PointA (0.0, +10.5)

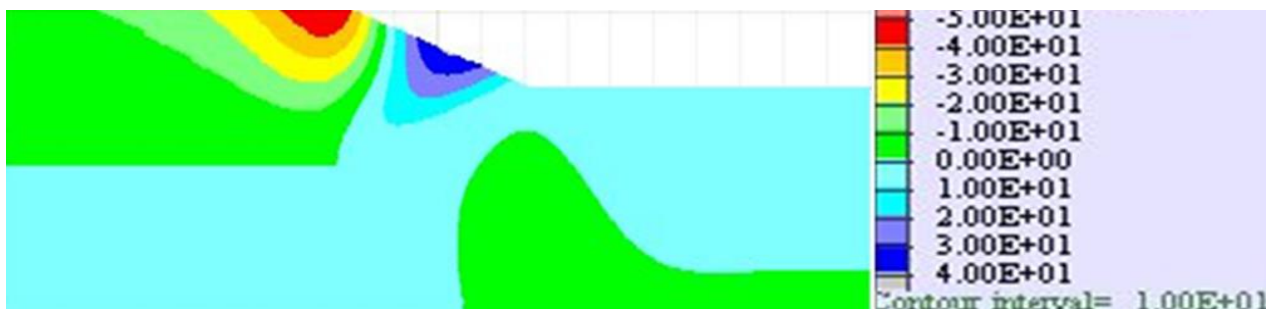


Figure 7.23: La répartition du déplacement vertical sur le matériau déchet

7.8.3. ÉTUDE DE L'IMPACT DE LA VISCOSITE SUR LE DEPLACEMENT HORIZONTAL

(U_{xi})

Pour voir l'impact sur le comportement mécanique, on a encore étudié l'influence de la viscosité sur le déplacement horizontal au Point **B (+101, +5.5)** et on a constaté que plus la viscosité augmente plus le déplacement horizontal diminue mais cette diminution est moins rapide avec l'augmentation de la viscosité (La Figure 7.24). On peut dire que plus le matériau déchet deviens visqueux plus il se déforme moins avec le temps (ralentissement).

U_{xB} : Le Déplacement Horizontal au Point **B (+101, +5.5)** = Le Déplacement Horizontal Maximal dans le matériau déchet (voir La Figure 7.25).

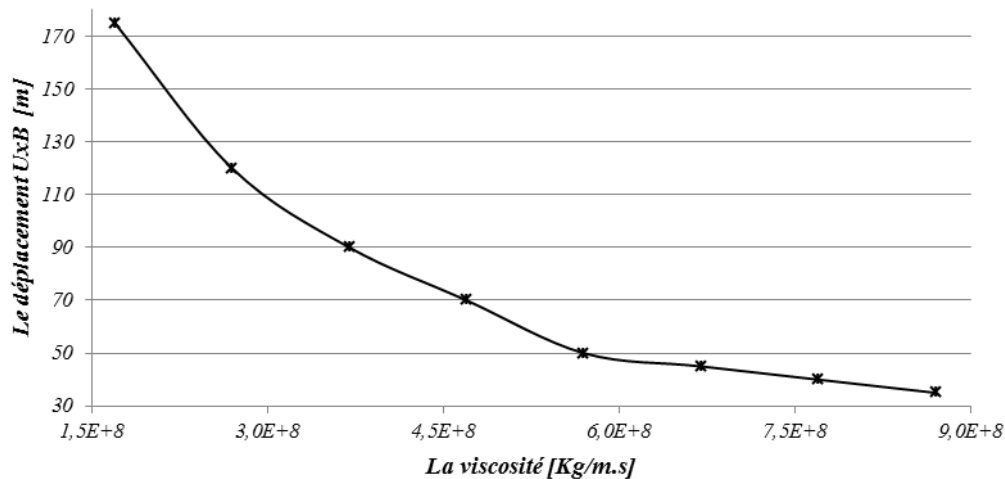


Figure 7.24: L'impact de la viscosité sur le déplacement horizontal maximal (u_{x4}) au Point B (+101, +5.5)



Figure 7.25: La répartition du déplacement horizontal sur le matériau déchet

7.8.4. ÉTUDE DE L'EVOLUTION DE LA DEFORMATION AU CISAILLEMENT (ϵ_{xy}) AU COURS DU TEMPS

L'évolution de la déformation au cisaillement ϵ_{xyC} est très rapide dans les deux premières années puis elle se stabilise pour prendre une valeur constante.

ϵ_{xyC} : La Déformation au Cisaillement Maximale au Point **C (+101, -5.5)** (voir La Figure 7.27).

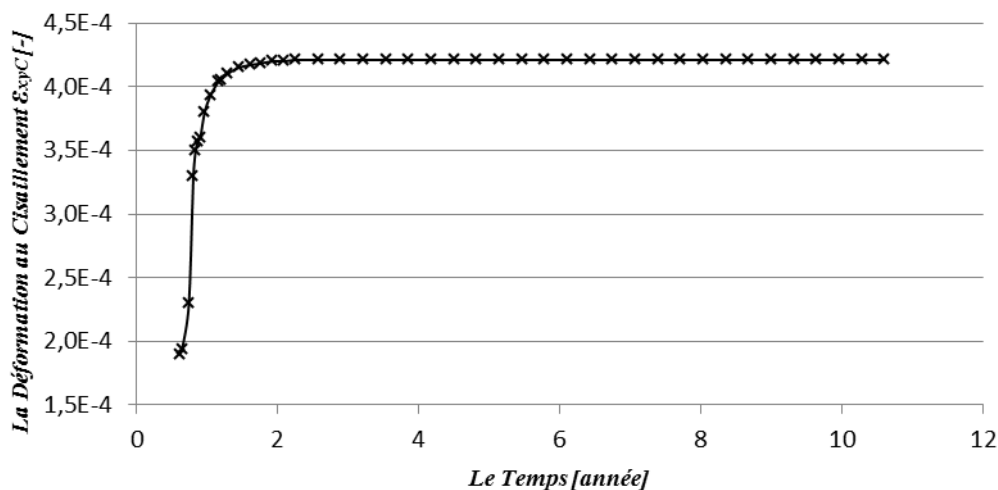


Figure 7.26: l'évolution de La déformations au cisaillement (ϵ_{xyC}) au cours du temps

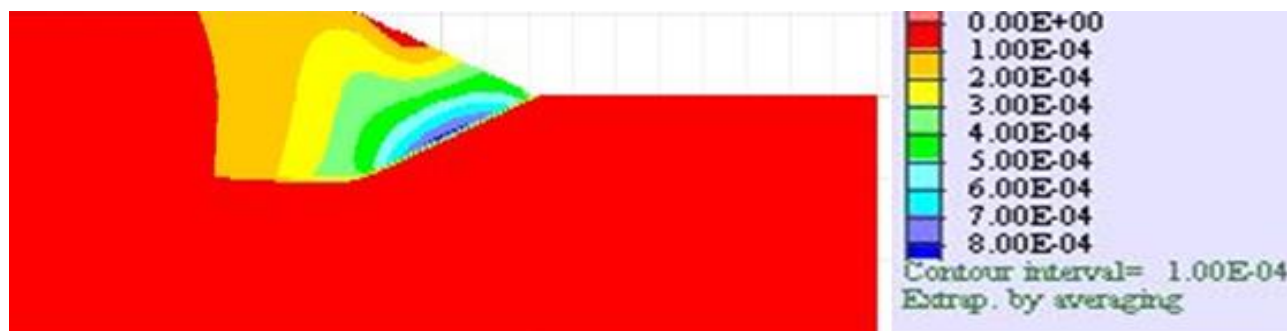


Figure 7.27: La répartition de la déformation au cisaillement (ϵ_{xy}) sur le matériau déchet

7.9. CONCLUSION

Un modèle de comportement est proposé pour étudier le comportement mécanique des déchets solides municipaux ou urbains DSM. Il est basé sur une extension du modèle viscoélastique de Burgers. Une comparaison des réponses contrainte-déformation et pression interstitielle-déformation entre les résultats expérimentaux (essais triaxiaux et oedométriques) et les résultats issus de l'utilisation du modèle viscoplastique Burgers-fluage pour modéliser trois différents types de DSM a démontré que le modèle proposé peut simuler les réponses de DSM de manière satisfaisante.

Cette validation nous a permis de calibrer en fin les paramètres du modèle et de déterminer leurs plages de valeurs pour une bonne utilisation de ce modèle pour simuler, étudier et prédire le comportement mécanique du matériau déchet.

L'utilisation du modèle CVISC pour la modélisation d'ISDND a donné des résultats comparables aux résultats de la littérature. Une déformation verticale de 22% est obtenue après 10 ans d'exploitation. L'application de cette loi a conduit à considérer le paramètre de viscosité, uniquement comme des paramètres numérique, permettant de passer d'un état d'équilibre court terme au un nouvel état d'équilibre de long terme.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le travail de thèse présenté dans ce mémoire a été motivé par la nécessité de mieux comprendre le fonctionnement hydro-mécanique des casiers de stockage de déchets ménagers. Les travaux développés dans ce manuscrit s'inscrivent dans une même volonté de la part des pouvoirs publics et des exploitants de décharges d'améliorer la gestion des centres de stockage des déchets ménagers.

L'étude présentée dans cette Thèse a été consacrée au comportement hydromécanique d'une installation de stockage des déchets non dangereux (ISDND), avec comme objectif d'élaborer des modèles numériques pour prédire le comportement du matériau déchet et de mettre en évidence les différents mécanismes influençant le comportement des ISDND.

La démarche adoptée pour mener cette étude s'appuie sur les approches suivantes :

- étude bibliographique, pour identifier les paramètres et les processus gouvernant le comportement hydraulique et mécanique d'un casier de CSD ;
- étude de caractérisation du milieu déchet, afin de mettre en évidence et de déterminer les plages des valeurs des paramètres ;
- modélisation numérique du fonctionnement d'un casier de CSD, justifiée et validée par les observations expérimentales.

Une étude bibliographique a été effectuée. Elle a consisté à synthétiser les différents travaux de recherche sur la gestion du matériau déchet ainsi sur les modèles du comportement de ce matériau. Cela nous a permis de montrer les différents modèles et leurs hypothèses ainsi que leurs limitations pour décrire réellement le comportement des DSM. Enfin, de proposer des modèles numériques prédictifs, utilisés par la suite pour conduire notre étude à caractériser les DSM pour les deux comportements qui sont :

- **Le comportement hydraulique**

Les principales conclusions retenues peuvent être énumérées comme suit :

- Le rayon de l'influence du pompage pendant de la durée de l'essai de pompage est donc resté sans doute inférieure à 25 m ;
- L'effet de l'injection étant de moins en moins sensible avec l'éloignement du puits. Ils constituent un bon point de comparaison pour le modèle numérique ;
- l'introduction de la loi de variation de la conductivité hydraulique avec la profondeur nous a permis de mieux représenter la diminution constante du niveau de lixiviat dans le puits lors du pompage ; ainsi que de la montée lors de l'injection. Cependant, cela n'explique pas les remontées (resp. les descentes) trop rapides du niveau de lixiviat dans le puits pendant certaines phases d'essai ;
- Le profil de la nappe de lixiviat simulé est légèrement supérieur aux valeurs expérimentales dérivées des piézomètres, mais la tendance générale est exacte. Pour le cas d'injection on constate que le modèle représente très bien le niveau de la surface de la nappe suivant la ligne B ;
- Le modèle à perméabilité stratifiée permet de décrire de façon très satisfaisante l'essai d'injection alors que le modèle à perméabilité uniforme surestime de façon catastrophique la montée du niveau d'eau dans le puits. L'essai d'injection sollicite des zones du massif de déchet présentant des conductivités hydrauliques beaucoup plus élevées que l'essai de pompage ;

- Le flux de lixiviat transmis du déchet vers le puits tend à rester approximativement constant ce qui entraîne une diminution quasi-linéaire du niveau dans le puits au cours du temps lorsque le débit de pompage est constant. Dans la configuration de perméabilité uniforme, au contraire, le flux de lixiviat vers le puits tend à augmenter lorsque le cône de rabattement se creuse ;
- Les modèles, à perméabilité uniforme ou stratifiée, surestime systématiquement et très fortement les vitesses de remontée du niveau de lixiviat durant l'interruption de pompage de la deuxième phase de pompage et durant la phase de relaxation finale. Compte tenu du bon accord obtenu durant les phases de pompage mais aussi durant l'essai d'injection, il semble que le modèle de Richards néglige un phénomène sensible intervenant sur le terrain. Le modèle de Richards néglige en particulier totalement l'influence de la phase gazeuse ;
- L'utilisation de ce modèle numérique a permis d'effectuer une étude paramétrique, pour montrer l'influence des paramètres du modèle sur le comportement hydraulique du matériau déchet. L'étude paramétrique a permis aussi de quantifier l'influence relative de certains paramètres du modèle sur le comportement hydraulique du matériau déchets. Les conclusions retenues sont :
 - les paramètres de rétention α et m ont peu d'impact sur le rabattement de la nappe dans la gamme de valeurs étudiée ;
 - En utilisant la variation de la conductivité hydraulique en fonction de la profondeur, Lorsque L est élevé, la nappe de lixiviat est toujours au-dessus des zones de conductivité hydraulique faible et par conséquent, comme indiqué lors de l'étude de l'effet de K_s , il y a un rabattement faible. Plus la conductivité hydraulique à saturation est faible plus la nappe descend rapidement. On remarque cependant que le niveau final de la nappe, à la fin de la remontée est bien identique quelle que soit la valeur de K_s . En effet une conductivité hydraulique faible a le même effet sur le matériau qu'un débit de pompage élevé.

Concernant la modélisation des écoulements de fluides, il apparaît que les déchets stockés en ISDND constituent des milieux poreux pouvant être décrits par une approche de type milieu continu. Par ailleurs, lorsqu'une épaisseur de déchet supérieure à une dizaine de mètres est considérée, la variation des propriétés de transferts avec la porosité, et donc avec le tassement, a un effet non négligeable.

Concernant l'aspect numérique de cette étude, on peut noter que les modèles développés ont montré des résultats prometteurs.

Les principales perspectives en termes de modélisation est de tenir en compte

- la forte influence des déformations purement mécaniques sur les propriétés de transfert ;
- la forte influence de la biodégradation du matériau sur la structure du matériau déchet ;
- la forte influence la phase gazeuse du matériau déchet,

- **Le comportement mécanique**

L'utilisation du modèle numérique tenant compte les déformations en fonction du temps (fluage) nous a permis de mener une étude sur le comportement du matériau déchet et de tirer un nombre de remarques qui sont :

- A partir de ces résultats, on peut observer que les valeurs finales de déviateur prédites par le modèle utilisé sont supérieures aux résultats expérimentaux pour les essais sous une pression de confinement de 69KPa et 138KPa. Les résultats montrent également que les valeurs du modèle proposé sont en accord avec le comportement observé expérimentalement sur le DSM frais et extrait d'une ISD pour une pression de confinement de 276 KPa ;
- Le modèle a été utilisé pour simuler aussi les essais eodométriques (Figure 7.14) à court et à long termes réalisés au laboratoire LTHE de Grenoble et qui nous a permis de bien calibrer les paramètres du modèle et de déterminer la plage des valeurs pour chaque paramètre ;
- on a constaté que la viscosité joue un rôle crucial pour adapter la vitesse du tassement en fonction du temps ,en particulier, dans le cas du long terme et pour bien calibrer ce paramètre et avoir un tassement final similaire aux résultats expérimentaux ;
- Une déformation verticale de 22% est obtenue après 10 ans d'exploitation. L'application de cette loi a conduit à considérer le paramètre de viscosité, uniquement comme un paramètre numérique, permettant de passer d'un état d'équilibre court terme au un nouvel état d'équilibre de long terme.

Le développement du modèle numérique a permis de mettre en évidence que le choix des stratégies de gestion des déchets et du comportement des ISDND est un enjeu primordial dans l'optimisation des procédés innovants mis en place sur les installations de stockage des DND. Le modèle permet également de décrire la déformation du déchet dans une ISDND à long terme (10ans) afin de déterminer sa capacité de stockage dans le temps pour une exploitation optimale de l'espace affecté à l'ISDND.

Par conséquent, l'extension du modèle CVISC ou l'utilisation d'un modèle plus générale (mécanique + fluage + biodégradation) pouvant prendre en compte les déformations mécaniques, les déformations dues au fluage mécanique et les déformations dues à la biodégradation et de l'implémenter dans le FLAC^{2D} V7 est une perspective à ce travail.

Enfin, Ces modèles doivent s'étendre, se développer et se généraliser tenir compte des couplages possibles. Par ailleurs les résultats obtenus par l'utilisation de ces modèles doivent être confrontés avec plus de valeurs obtenues par d'autres approches pour mieux calibrer les paramètres du modèle, ce qui fera l'objet éventuellement d'un travail plus approfondi.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

CHAPITRE N°I

1. **AND (2007)**, Revue de Presse N° 6, Octobre 2007.
2. **BERTOLINI.G (2005)** : Économie des déchets, des préoccupations croissantes de nouvelles règles de nouveaux marchés, Editions Technip environnement.
3. **Djirar N., Tedjar L (2013)** -Université Ferhat Abbas, Sétif – « l’impact des déchets sur le milieu naturel à Sétif (Algérie) » Edition : Ajuntament de Reus 2013 Dépôt légal : T-263-2013
4. **DJEMACI Brahim (2012)** : « La gestion des déchets municipaux en Algérie : Analyse prospective et éléments d’efficacité » THÈSE de doctorat en sciences économiques UNIVERSITE DE ROUEN-ECOLE DOCTORALE ECONOMIE, GESTION NORMANDIE- Le 27 novembre 2012
5. **Fadila MEZOUARI. SANDJAKDINE (2011)** : « conception et exploitation des centres de stockage des déchets en Algérie et limitation des impacts environnementaux » Thèse de doctorat le 17 Mars 2011 ;
6. **ISMAIL A.R (2008)**. Caractérisation et Traitement des lixiviats générés par les déchets du centre d’enfouissement technique d’Ouled Fayet.Mémoire de fin d’étude, Ecole polytechnique
7. **M. Tabet – Aoul (2001)** -ARCE, Oran- « Types de Traitement des Déchets Solides Urbains Evaluation des Coûts et Impacts sur l’Environnement ». Rev. Energ. Ren. : Production et Valorisation – Biomasse, (2001) 97-102
8. **METAP (2004)** : « Rapport sur Le coût de la dégradation de l’environnement côtier en Algérie », Décembre 2005.

CHAPITRE N°II

1. **AND (2007)**, Revue de Presse N° 6, Octobre 2007.
2. **Ademe (2009)** :« Les déchets en chiffres. Chiffres clés ». Ademe Editions, Angers, France. 2009
3. **Ademe (2010)**. « Installation de traitement des ordures ménagères », résultats 2008. Ademe Editions, Angers, France.
4. **Ademe (1999)**. « Les installations de stockage de déchets ménagers et assimilés. Techniques et recommandations. Connaître pour agir ». Ademe Editions, Angers, France
5. **BERTOLINI. G (2005)**. Économie des déchets, des préoccupations croissantes de nouvelles règles de nouveaux marchés, Editions Technip environnement.
6. **Billard (2001a)**. Centres de stockage des déchets : Impacts et prospective, Technique de l’ingénieur, Traité environnement, G2, 11 pages.
7. **Barral. C (2008)**. Etude des transferts d’eau et de gaz dans les géomateriaux argileux utilisés dans les couvertures des Installations de Stockage de Déchets Non Dangereux (ISDND) Thèse de Doctorat, INSA-LGCIE-LTHE, 282 p.
8. **Benson.C, Barlaz. M, Lane. D, Rawe. J (2007)**. Practice review of five bioreactor/recirculation landfills. Waste Management 27, 13-29.
9. **Bilgili.M. S, Demir. A, Özkaya. B (2007)**. Influence of leachate recirculation on aerobic and anaerobic decomposition of solid wastes. Journal of Hazardous Materials 143, 177–183

10. **Barlaz. M.A, Ham. R.K, Schaefer. D.M (1990)**. Methane production from municipal refuse: a review of enhancement techniques and microbial dynamics. *C.r.i.e. Control*, Vol. 19, n°6, p 557-586.
11. **Chenu. D (2007)**. Modélisation des transferts réactifs de masse et de chaleur dans les installations de stockage de déchets ménagers : application aux installations de type bioréacteur. Thèse de Doctorat, INPT-IMFT, 293 p.
12. **Djirar. N, Tedjar. L (2013)**. Université Ferhat Abbas, Sétif – « l'impacte des déchets sur le milieu naturel à Sétif (Algérie) » Edition : Ajuntament de Reus 2013 Dépôt légal : T-263-2013
13. **Damien. A (2009)**. « Guide du traitement des déchets ». Editions Dunod, Paris, France. 2009
14. **DJEMACI Brahim (2012)**. « La gestion des déchets municipaux en Algérie : Analyse prospective et éléments d'efficacité » THÈSE de doctorat en sciences économiques UNIVERSITE DE ROUEN-ECOLE DOCTORALE ECONOMIE, GESTION NORMANDIE- Le 27 novembre 2012
15. **El-Fadel, M., A. N. Findikakis et J. O. Leckie (1996)**. Estimating and Enhancing Methane Yield from Municipal Solid Waste. *Hazardous Waste & Hazardous Materials* 13(3), p 309-331.
16. **Fadila MEZOUARI. SANDJAKDINE (2011)**. « conception et exploitation des centres de stockage des déchets en Algérie et limitation des impacts environnementaux » Thèse de doctorat le 17 Mars 2011
17. **François, V., Feuillade, G., Matejka, G., Lagier, T., Skhiri, N., 2007**. Leachate recirculation effects on waste degradation: Study on columns. *Waste Management* 17, 1259-1272.
18. **FNADE (2007)**. Etat des connaissances techniques et recommandations de mise en oeuvre pour une gestion des ISDND en mode bioréacteur, 48 p.
19. **Gillet (1985)**. Traité de gestion des déchets solides. Iier volume. Programme minimum de gestion des ordures ménagères et des déchets assimilés OMS / PNND – Copenhague, 397 pages.
20. **Hossain, M.S, Gabr, M.A., Barlaz M.A (2003)**. Compressibility parameters of MSW with leachate recirculation *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 129, N°12, p 1151-1158.
21. **Khire. M. V, Mukherjee. M (2007)**. Leachate injection using vertical wells in bioreactor landfills. *Waste Management* 27, 1233-1247.
22. **Koerner. R, Soong. T (2000)**. Leachate in landfills: the stability issues. *Geotextiles and Geomembranes* 18, 293-309.
23. **Lornage. R, Redon.E, Lagier, T, Hebe.I, Carre, J (2007)**. Performance of a low cost MBT prior to landfilling : Study of the biological treatment of size reduced MSW without mechanical sorting. *Waste Management* 27, 1755-1764.
24. **Munnich. K, Mahler. C, Fricke.K (2006)**. Pilot project of mechanical-biological treatment of waste in Brazil. *Waste Management* 26, 150-157.
25. **METAP (2004)** : « Rapport sur Le coût de la dégradation de l'environnement côtier en Algérie », Décembre 2005.
26. **MATE (2004)**. « Atelier international sur le nouveau mode de gestion des déchets municipaux : Le Centre d'Enfouissement Technique (CET) », janvier 2004.
27. **METAP (2004)**. « Rapport sur Le coût de la dégradation de l'environnement côtier en Algérie », Décembre 2005

28. **METAP (2004a)**. « Projet Régional de Gestion des Déchets Solides dans les Pays du Mashreq et Maghreb : Rapport du pays Algérie ». Préparer par the international consortium GTZ – ERM – GWK, janvier 2004.
29. **METAP (2004b)**. « Projet Régional de Gestion des Déchets Solides dans les Pays du Mashreq et Maghreb : Rapport du pays Tunisie ». Préparer par the international consortium GTZ – ERM – GWK, janvier 2004.
30. **METAP (2004c)**. « Projet Régional de Gestion des Déchets Solides dans les Pays du Mashreq et Maghreb : Rapport du pays Maroc ». Préparer par the international consortium GTZ – ERM – GWK, mai 2004.
31. **METAP (2004d)**. « Projet Régional de Gestion des Déchets Solides dans les Pays du Mashreq et Maghreb : Rapport du pays Egypte ». Préparer par the international consortium GTZ – ERM – GWK, janvier 2004.
32. **Mc Dougall. J (2007)**. A hydro-bio-mechanical model for settlement and other behaviour in landfilled waste. *Computers and Geotechnics* 34, 229-246.
33. **Morris. J, Vasuki. N, Baker. J, Pendleton. C (2003)**. Findings from long-term monitoring studies at MSW landfill facilities with leachate recirculation. *Waste Management* 23, 653-666
34. **Olivier. F (2003)**. « Tassement des déchets en CSD de classe II : du site au modèle ». Ph.D. thesis, UJF-Lirigm
35. **Pommier. S, Chenu. D, Quintard. M, Lefebvre. X (2008)**. Modelling of moisture-dependent aerobic degradation of solid waste. *Waste Management* 28, 1188-1200.
36. **Pacey. J, Augenstein. D, Mork. R, Reinhart. D, Yazdani, R (1999)**. The Bioreactor Landfill, *MSW Management*, p 52-60.
37. **Ritzkowski. M, Heyer. K-U, Stegmann. R (2006)**. Fundamental processes and implications during in situ aeration of old landfills. *Waste Management* 26, 356-372.
38. **Reinhart. D, Townsend. T (1998)**. Landfill bioreactor design and operation. Lewis Publishers, Boca Raton, NY.
39. **Stoltz. G (2009)**. Transferts en milieu poreux biodégradable, non saturé, déformable et à double porosité : application aux ISDND. Ph.D. thesis, Université Joseph Fourier
40. **Staub. M (2010)**. Approche multi-échelle du comportement bio-mécanique d'un déchet non dangereux. Ph.D. thesis, Université de Grenoble.
41. **Swati. M, Joseph. K (2008)**. Settlement analysis of fresh and partially stabilised municipal solid waste in simulated controlled dumps and bioreactor landfills. *Waste Management* 28, 1355-1363.
42. **Tabet.M– Aoul –ARCE (2001)**. Oran- « Types de Traitement des Déchets Solides Urbains Evaluation des Coûts et Impacts sur l'Environnement ». *Rev. Energ. Ren. : Production et Valorisation – Biomasse*, (2001) 97-102
43. **Tinet Anne-Julie (2011)** « Contribution à l'étude des transferts de fluides dans les Installations de Stockage des Déchets Non Dangereux » Thèse de doctorat, UJF Grenoble-LTHE, le 29 Septembre 2011, 226p;
44. **Warith. M (2002)**. Bioreactor landfills: experimental and field results. *Waste Management* 22, 7-17.
45. **Zhao. X, Musleh. R, Maher. S, Khire. M.V, Voice. T.C, Hashsham. S.A (2008)**. Start-up performance of a full-scale bioreactor landfill cell under cold-climate conditions. *Waste Management* 28, 2623-2634.

CHAPITRE N°III

1. **Arigala. S.G, Tsotsis. T.T, Webster. I.A, Yortsos. Y.C, Kattapuram.J (1995).** Gas generation, transport and extraction in landfills. *Journal of Environmental Engineering*, 121, 33-44.
2. **Aguilar-Juarez. O (2000).** Analyse et modelisation des reactions biologiques aerobies au cours de la phase d'exploitation d'un casier d'un centre d'enfouissement technique, These de doctorat, Institut des Sciences Appliquees de Toulouse. 233 p.
3. **Aran. C (2001).** Modelisation des ecoulements de fluides et des transferts de chaleur au sein des dechets menagers. Application a la reinjection de lixiviats dans un centre de stockage, These de doctorat, Institut National Polytechnique de Toulouse. 248 p.
4. **Bendz. D, Singh. V.P, Berndtsson. R (1997).** The flow regime in landfills – Implication for modelling. Proc. Sardinia 97, 6th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Italy.
5. **Bellenfant. G (2000).** Modélisation de la production de lixiviat en centre de stockage de déchets ménagers. Thèse de Doctorat, INPL-ENSG-ENGEES, 153 p.
6. **Beaven. R, Powrie. W (1995).** Hydrogeological and geotechnical properties of refuse using a large compression cell. Proc. Sardinia 95, 5th International Landfill Symposium, Cagliari, Italy.
7. **Bleiker. D, Farquhar. G, McBean. E (1995).** Landfill settlement and the impact on site capacity and refuse hydraulic conductivity. *Waste Management and Research* 13, 533-554.
8. **Bilgili. M.S, Demir. A, Özkaya.B (2007).** Influence of leachate recirculation on aerobic and anaerobic decomposition of solid wastes. *Journal of Hazardous Materials* 143, 177–183.
9. **Boothe. D, Smith. M, Gattie. D, Das. K.C (2001).** Characterization of microbial populations in landfill leachate and bulk samples during aerobic bioreduction, *Advances in Environmental Research*, Vol. 5, p 285-294.
10. **Benson, C. H, Wang, X (1998).** Soil water characteristics curves for solid waste. *Environmental Geotechnics*. Report 98-12, University of Wisconsin, Madison (WI), USA.
11. **Chenu. D (2007).** Modélisation des transferts réactifs de masse et de chaleur dans les installations de stockage de déchets ménagers : application aux installations de type bioréacteur. Thèse de Doctorat, INPT-IMFT, 293 p.
12. **Dixon. N, Jones. D.R.V (2005).** Engineering properties of municipal solid waste. *Geotextiles and Geomembranes* 23, 205-233.
13. **Dixon. N, Langer. U (2006).** Development of a MSW classification system for the evaluation of mechanical properties. *Waste Management* 26, 220-232
14. **El-Fadel. M, Findikakis. A.N, Leckie. J.O (1997).** Environmental impacts of solid waste
15. **François. V, Feuillade. G, Skhiri. N, Lagier. T, Matejka. G (2006).** Indicating the parameters of the state of degradation of municipal solid waste. *Journal of Hazardous Materials* B137, 1008-1015.
16. **François. V, Feuillade. G, Matejka. G, Lagier. T, Skhiri. N (2007).** Leachate recirculation effects on waste degradation: Study on columns. *Waste Management* 27, 1259-1272.
17. **Farquhar. G, Rovers. F (1973).** Gas production during refuse decomposition. *Water, Soil and Air Pollution* 2, 483-495.
18. **Gawande. N.A, Reinhart. D.R, Cortazar. A.L.G (2005).** Landfill MSW hydraulic conductivity estimation using in situ moisture sensors. Proc. Sardinia 2005, 10th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Italy. 85. Gemmell, W., McGregor, B., Moss, G. F., 1966

19. **Gourc. J.-P, Olivier. F, Thomas. S, Châtelet. L, Denécheau. P, Munoz. M.-L (2001).** Monitoring of waste settlements on five landfills: comparison of the efficiency of different devices. Proc. Sardinia 2001, 8th International Landfill Symposium, Cagliari, Italy.
20. **Hudson. A.P, White. J.K, Beaven. R.P, Powrie. W (2004).** Modelling the compression behaviour of landfilled domestic waste. *Waste Management* 24, 259-269.
21. **Imhoff. P, Reinhart. D, Englund. M, Guerin. R, Gawande. N, Han. B, Jonnalagadda. S, Townsend. T, Yazdani. R (2007).** Review of state of the art methods for measuring water in landfills. *Waste Management* 27, 729-745.
22. **Jain. P, Powell. J, Townsend. T.G, Reinhart. D.R (2005).** Air permeability of waste in a municipal solid waste landfill. *Journal of Environmental Engineering* 131, 1565-1573.
23. **Jessberger. H.L, Kockel, R (1991)** Mechanical properties of waste materials. *Proc. XV Ciclo di Conference di Geotecnica di Torino*, Turin, 41 p.
24. **Jun. D, Yongsheng. Z, Henry. R.K, Mei. H (2007).** Impacts of aeration and active sludge addition on leachate recirculation bioreactor. *Journal of Hazardous Materials* 147, 240–248.
25. **Khire. M.V, Mukherjee. M (2007).** Leachate injection using vertical wells in bioreactor landfills. *Waste Management* 27, 1233-1247.
26. **Kazimoglu. Y. K, McDougall. J. R, Pyrah. I. C (2005).** Moisture retention and movement in landfilled waste. Proc. GeoProb 2005, International Conference on Problematic Soils, Eastern Mediterranean University, Famagusta-North, Cyprus. p 307-314.
27. **Kjeldsen. P, Barlaz. M, Rooker. A, Baun. A, Ledin. A, Christensen. T (2002).** Present and long-term composition of MSW landfill leachate: A review. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology* 32 (4), 297-336.
28. **Kölsch. F (1995).** Material values for some mechanical properties of domestic waste. Proc. Sardinia 95, 5th International Landfill Symposium, Cagliari, Vol. II, pp. 711-729.
29. **Landva. A, Clark. J (1990).** Geotechnics of waste fill - theory and practice. ASTM, Special Technical Publication 1070, 86-103.
30. **Lo. H.M, Kurniawan. T.A, Sillanpää. M.E.T, Pai. T.Y, Chiang. C.F, Chao. K.P, Liu. M. H, Chuang. S.H, Banks. C.J, Wang. S.C, Lin. K.C, Lin. C.Y, Liu.W.F, Cheng. P.H, Chen.C. K, Chiu. H.Y, Wu. H.Y (2010).** Modeling biogas production from organic fraction of MSW co-digested with MSWI ashes in anaerobic bioreactors. *Bioresource Technology* 101, 6329-6355.
31. **Lornage. R (2006).** Comparaison de trois filieres de stockage d’ordures menageres – Etude du comportement en pilotes semi industriels et caracterisation des emissions liquides et gazeuses associees, These de doctorat specialite Sciences de l’Environnement Industriel et Urbain, Ecole Doctorale de Chimie de Lyon, 266 p.
32. **Mc Dougall. J (2007).** A hydro-bio-mechanical model for settlement and other behaviour in landfilled waste. *Computers and Geotechnics* 34, 229-246.
33. **Maystre. L.Y, Diserens. T, Duflon. V, Leroy. D, Simos. J, Viret. F (1994).** Déchets urbains – nature et caractérisation. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Collection Gérer l’Environnement, 232 p.
34. **Millot. N (1986).** Les lixiviats de decharges controlees. Caracterisation analytique et etudes des filieres de traitement. These de doctorat, gestion et traitement des dechets, INSA, Lyon, 180 p.
35. **Manoukian. A (2008).** Evaluation des émissions de composés organiques volatils sur site de stockage et sur pilotes contenant des dechets en cours de degradation : quantification des BTEX, Memoire de Master 2 Recherche, Universite de Grenoble 1.

36. **Missenard. A (1965)**. Conductivité thermique des solides, liquides, gaz et de leurs mélanges. Ed. Eyrolles, Paris.
37. **Nousheen-Arif. K (2010)**. Determination of hydro-mechanical characteristics of biodegradable waste – Laboratory and landfill site. Thèse de Doctorat, UdG-LTHE, 335 p.
38. **Olivier .F (2003)**. « Tassement des déchets en CSD de classe II : du site au modèle ». Ph.D. thesis, UJF-Lirigm
39. **Olivier. F, Gourc. J.-P (2007)**. Hydro-mechanical behavior of municipal solid waste subject to leachate recirculation in a large-scale compression reactor cell. *Waste Management* 27, 44-58.
40. **Oweis. I.S, Khera. R.P (1990)**. Geotechnology of waste management. Butterworths Eds., Sydney, Australia.
41. **Pommier. S, Chenu. D, Quintard. M, Lefebvre. X (2008)**. Modelling of moisture-dependent aerobic degradation of solid waste. *Waste Management* 28, 1188-1200.
42. **Pohland. F.G, Kim. J.C (1999)**. Microbially-mediated attenuation potential of landfill bioreactor systems. In: *Proceedings of Second International Symposium on Anaerobic Digestion of Solid Waste*. Barcelona.
43. **Powrie. W, Hudson. A.P, Beaven. R.P (2000)**. Development of sustainable landfill practices and engineering landfill technology. Final report to the Engineering and Physical Sciences Research Council (GR/L 16149), 27 pp.
44. **Ritzkowski. M, Stegmann. R (2007)**. Controlling greenhouse gas emissions through landfill in situ aeration. *International Journal of Greenhouse Gas Control* I, 281-288.
45. **Reddy. K.R, Hettiarachch. H, Parakalla. N.S, Gangathulasi. J, Bogner. J.E (2009)**. Geotechnical properties of fresh municipal solid waste at Orchard Hills Landfill, USA. *Waste Management* 29, 952-959.
46. **Reinhart. D.R, Townsend. T.G (1997)**. Landfill bioreactor design and operation, Lewis, Boca Raton (FL), USA.
47. **Stoltz. G(2009)**. Transferts en milieu poreux biodégradable, non saturé, déformable et à double porosité : application aux ISDND. Thèse de Doctorat, UJF-LTHE, 307 p.
48. **Stoltz. G, Tinet. A.-J, Staub. M. J, Oxarango. L, Gourc. J.-P (2010)**. Retention properties of MSW in relation to compression. Soumis (10/2010) à *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
49. **Staub. M (2010)**. Approche multi-échelle du comportement bio-mécanique d'un déchet non dangereux. Ph.D. thesis, Université de Grenoble.
50. **Stoltz. G, Gourc. J.-P, Oxarango. L (2010b)**. Liquid and gas permeability of unsaturated MSW under compression. *Journal of Contaminant Hydrology* 118 (1-2), 27-42.
51. **Thomas. S, Aboura. A.A, Gourc. J.-P, Gotteland. P, Billard. H, Delineau. T, Gisbert. T, Ouvry. J.-F, Vuillemin. M (1999)**. An in situ waste mechanical experimentation on a French landfill. Proc. Sardinia 1999, 7th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Italy.
52. **Tinet. A.-J, Oxarango. L, Bayard. R, Benbelkacem. H, Stoltz. G, Staub. M. J, Gourc .J.-P (2010)**. Experimental and theoretical assessment of the double porosity behaviour and preferential flow in a waste body during leachate infiltration. Soumis (07/2010) à *Waste Management*.
53. **Townsend. T, Wise. W, Jain. P (2005)**. One-dimensional gas flow model for horizontal gas collection systems at municipal solid waste landfills. *Journal of Environmental Engineering* 131 (12), 1716-1723.

54. **Themelis. N.J, Ulloa. P.A (2007)**. Methane generation in landfills. *Renewable Energy* 32, 1243- 1257.
55. **Valencia. R, van der Zon. W, Woelders. H, Lubberding. H.J, Gijzen. H.J (2009)**. The effect of hydraulic conditions on waste stabilisation in bioreactor landfill simulators. *Bioresource Technology* 100, 1754-1761.
56. **Vignerot. V (2005)**. Voies de réduction oxydes d'azotes lors de leurs injections dans un massif de déchets ménagers et assimilés. Ph.D. thesis, Université de Paris XIII - Val de Marne.
57. **Wang. Q, Matsufuji. Y, Dong. L, Huang. Q, Hirano. F, Tanaka. A (2006)**. Research on leachate recirculation from different types of landfills. *Waste Management* 26, 815-824.
58. **Weast. R (1981)**. Handbook of chemistry and physics. 61st ed. Boca Raton, FL: CRC Press.
59. **Yuen. S.T.S (1999)**. Bioreactor landfills promoted by leachate recirculation: a full-scale study. PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Melbourne.
60. **Zornberg. J.G, Jernigan. B.L, Sanglerat. T.R, Cooley. B.H (1999)**. Retention of free liquids in landfills undergoing vertical expansion. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 125, 583-594.
61. **Zhan. T.L.T, Chen. Y.M, Ling. W.A (2008)**. Shear strength characterization of municipal solid waste at the Suzhou landfill, China. *Engineering Geology* 97, 97-111.
62. **Zhang. H, He. P, Shao. L (2008)**. N₂O emissions from municipal solid waste landfills with selected infertile cover soils and leachate subsurface irrigation. *Environmental Pollution* 156, 959-965.
63. **Zhao. X, Musleh. R, Maher. S, Khire. M. V, Voice. T.C, Hashsham. S.A (2008)**. Start-up performance of a full-scale bioreactor landfill cell under cold-climate conditions. *Waste Management* 28, 2623-2634.

CHAPITRE N°IV

1. **Ademe (2001)**. Guide pour le dimensionnement et la mise en oeuvre des couvertures de sites de stockage de déchets ménagers et assimilés. Publication BRGM - ADEME, 167 p.
2. **Aran. C (2001)**. Modélisation des écoulements de fluides et des transferts de chaleur au sein des déchets ménagers. Application à la reinjection de lixiviats dans un centre de stockage, Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Toulouse. 248 p.
3. **Bendz. D, Singh. V. P, Berndtsson. R (1997)**. The flow regime in landfills – Implication for modelling. Proc. Sardinia 97, 6th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Italy.
4. **Beave. R, Powrie. W (1995)**. Hydrogeological and geotechnical properties of refuse using a large compression cell. Proc. Sardinia 95, 5th International Landfill Symposium, Cagliari, Italy.
5. **Bleiker. D, Farquhar. G, McBean. E (1995)**. Landfill settlement and the impact on site capacity and refuse hydraulic conductivity. *Waste Management and Research* 13, 533-554.
6. **Breitmeyer. R, Benson. C (2011)**. Measurement of unsaturated hydraulic properties of municipal solid waste. *Geo-Frontiers*, 1433-1442.
7. **Burdine. N (1953)**. Relative permeability calculations from pore-size distribution data. *Transaction AIME* 198, 71-77.
8. **Benson. C.H, Wang. X (1998)**. Soil water characteristics curves for solid waste. *Environmental Geotechnics*. Report 98-12, University of Wisconsin, Madison (WI), USA.
9. **Baehr. A.L and Hult. M.F (1991)**. Evaluation of unsaturated zone air permeability through pneumatic tests. *Water Resources Research*, 27:2605–2617.

10. **Brooks. R. J and Corey. A.T (1964)**. Hydraulic properties of porous media. Technical report, Hydrological Paper 3, Colorado State University, Fort Collins.
11. **Chen. T.-H, Chynoweth. D.P (1995)**. Hydraulic conductivity of compacted municipal solid waste. *Bioresource Technology* 51, 205-212.
12. **Capelo. J, de Castro. M.A.H (2007)**. Measuring transient water flow in unsaturated municipal solid waste – A new experimental approach. *Waste Management* 27, 811-819.
13. **Durmusoglu. E, Sanchez. I.M, Corapcioglu. M.Y (2006)**. Permeability and compression characteristics of municipal solid waste samples. *Environmental Geology* 50, 773-786.
14. **Durmusoglu. E, Corapcioglu. M. and Sanchez. I (2005)**. Permeability of municipal solid waste samples. In Proc. Sardinia 2005, Tenth International Waste Management and Landfill Symposium S. Margherita di Pula, Cagliari.
15. **Gawande. N.A, Reinhart. D.R, Cortazar. A.L.G (2005)**. Landfill MSW hydraulic conductivity estimation using in situ moisture sensors. Proc. Sardinia 2005, 10th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Italy. 85. Gemmell, W., McGregor, B., Moss, G. F., 1966
16. **Hudson. A, Beaven. R and Powrie. W (1999)**. Measurement of the horizontal hydraulic conductivity of household waste in a large scale compression cell. In Proceedings Sardinia 99, Seventh International Waste Management and Landfill Symposium.
17. **Honarpour. M (1986)**. Relative permeability of petroleum reservoirs. C.R.C. Press, Boca Raton.
18. **Jain. P, Powell. J, Townsend. T.G (2006)**. Estimating the hydraulic conductivity of landfilled municipal solid waste using the borehole permeameter test. *Journal of Environmental Engineering*, 132, 645-652.
19. **Jain. P, Powell. J, Townsend. T.G, Reinhart. D.R (2005)**. Air permeability of waste in a municipal solid waste landfill. *Journal of Environmental Engineering* 131, 1565-1573.
20. **Jang. Y.-S, Kim. Y.-W and Lee. S.-I (2002)**. Hydraulic properties and leachate level analysis of kimpo metropolitan landfill, Korea. *Waste Management*, 22(3):261–267.
21. **Kazimoglu. Y.K, McDougall. J.R, Pyrah. I.C (2005a)**. Moisture retention curve in landfilled waste. In: *Unsaturated Soils – Experimental Studies, Vol 1. Proc. International Conference on Modelling of Unsaturated Soils, Weimar, Germany.*
22. **Kazimoglu. Y.K, McDougall. J.R, Pyrah. I.C (2005b)**. Moisture retention and movement in landfilled waste. Proc. GeoProb 2005, International Conference on Problematic Soils, Eastern Mediterranean University, Famagusta-North, Cyprus. P 307-314.
23. **Korfiatis. G.P, Demetracopoulos. A.C, Bourodimos. E.L, Nawy. E.G (1984)**. Moisture transport in a solid waste column. *Journal of Environmental Engineering* 110(4), 780–796.
24. **Lanini. S (1998)**. Analyse et modélisation des transferts de masse et de chaleur au sein des décharges d’ordures ménagères. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique des Toulouse, 148 p.
25. **Munnich. K, Mahler. C, Fricke. K (2006)**. Pilot project of mechanical-biological treatment of waste in Brazil. *Waste Management* 26, 150-157.
26. **Münnich. K, Ziemann. G, Fricke. K (2003)**. Hydraulic behaviour of mechanical biological pretreated waste. Proc. Sardinia 2003, 9th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Italy.

27. **Münnich. K, Bauer. J and Fricke. K (2005)**. Investigation on relationship between vertical and horizontal permeabilities of mbt wastes. In Proc. Sardinia 2005, Tenth International Waste Management and Landfill Symposium S. Margherita di Pula, Cagliari.
28. **Mualem. Y (1976)**. A new model predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research* 12, 513-522.
29. **Olivier. F (2003)**. « Tassement des déchets en CSD de classe II: du site au modèle ». Ph.D. thesis, UJF-Lirigm
30. **Olivier. F, Gourc. J.-P (2007)**. Hydro-mechanical behavior of municipal solid waste subject to leachate recirculation in a large-scale compression reactor cell. *Waste Management* 27, 44-58.
31. **Oweis. I.S, Khera. R.P (1990)**. Geotechnology of waste management. Butterworths Eds., Sydney, Australia.
32. **Pommier. S, Chenu. D, Quintard. M and Lefebvre. X (2007)**. A logistic model for the prediction of the influence of water on the solid waste methanisation in landfills. *Biotechnology and Bioengineering*, Vol. 97, No. 3, p 473-482.
33. **Powrie. W, Hudson. A.P, Beaven. R.P (2000)**. Development of sustainable landfill practices and engineering landfill technology. Final report to the Engineering and Physical Sciences Research Council (GR/L 16149), 27 pp.
34. **Reddy. K.R, Hettiarachchi. H, Parakalla. N.S, Gangathulasi. J, Bogner. J.E (2009)**. Geotechnical properties of fresh municipal solid waste at Orchard Hills Landfill, USA. *Waste Management* 29, 952-959.
35. **Reinhart. D.R, Townsend. T.G (1997)**. Landfill bioreactor design and operation, Lewis, Boca Raton (FL), USA.
36. **Staub. M (2010)**. Approche multi-échelle du comportement bio-mécanique d'un déchet non dangereux. Ph.D. thesis, Université de Grenoble.
37. **Stoltz. G (2009)**. Transferts en milieu poreux biodégradable, non saturé, déformable et à double porosité : application aux ISDND. Thèse de Doctorat, UJF-LTHE, 307 p.
38. **Stoltz. G, Gourc. J-P, Oxarango. L (2010)**. Liquid and gas permeability of unsaturated MSW under compression. *Journal of Contaminant Hydrology* 118 (1-2), 27-42.
39. **Tinet Anne-Julie (2011)** « Contribution à l'étude des transferts de fluides dans les Installations de Stockage des Déchets Non Dangereux » Thèse de doctorat, UJF Grenoble-LTHE, le 29 Septembre 2011, 226p;
40. **Vincent. F (1991)**. Contribution à l'étude du fonctionnement d'une décharge – Modélisation du comportement hydrodynamique et biologique d'un déchet-type. Thèse de doctorat, Ecole des Mines de Paris, 210 p.
41. **Van Genuchten. M (1980)**. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Sci. So. Am. J.*, vol. 44, p 892-898.
42. **Zornberg. J.G, Jernigan. B.L, Sanglerat T.R, Cooley. B.H (1999)**. Retention of free liquids in landfills undergoing vertical expansion. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 125, 583-594.
43. **Zardava. K, Powrie. W, White. J.K (2009)**. The determination of the retention characteristics of waste materials using vertical drainage experiments. Proc. Sardinia 2009, 12th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Italy.
44. **Zanetti. M.C and Genon. G (1999)**. Physical properties of industrial wastes: laboratory tests. *Resources, Conservation and Recycling*, 25(3-4):195–213.

CHAPITRE N°V

1. **Beave. R.P. Powrie, W (1995)**. Hydrogeological and geotechnical properties of refuse using a large scale compression cell. In: Proc. of the Sardinia 1995, Fifth International Waste Management and Landfill Symposium, pp. 745e760.
2. **Castelli. F, Maugeri. M (2008)**. Experimental analysis of waste compressibility. Geotech. Spec. Publ. ASCE 177, 208e215.
3. **FNADE-Ademe (2007)**. Etat des connaissances techniques et recommandations de mise en œuvre pour une gestion des installations de stockage de déchets non dangereux en mode bioréacteur. Guide méthodologique FNADE-Ademe, Paris, France.
4. **Haydar. M.M, Khire. M.V (2007)**. Leachate recirculation using permeable blankets in engineered land lls. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 133, 360-171.
5. **Khire. M.V, Mukherjee. M (2007)**. Leachate injection using vertical wells in bioreactor landfills. Waste Management 27, 1233-1247.
6. **Morris. J, Vasuki. N, Baker. J, Pendleton. C (2003)**. Findings from long-term monitoring studies at MSW land ll facilities with leachate recirculation. Waste Management 23, 653-666.
7. **Mualem. Y (1976)**. A new model predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Water Resources Research 12, 513-522.
8. **Stoltz. G, Tinet. A.-J, Staub. M, Oxarango. L, Gourc. J.-P (2012)** Moisture retention properties of Municipal Solid Waste in relation to compression. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 138(4) 535–543 April 2012.
9. **Richards. L. A (1931)** Capillary conduction of liquids through porous medium, Physics vol. 1, 1931, p. 318-333.
10. **Tinet Anne-Julie (2011)** « Contribution à l'étude des transferts de fluides dans les Installations de Stockage des Déchets Non Dangereux » Thèse de doctorat, UJF Grenoble-LTHE, le 29 Septembre 2011, 226p;
11. **Tano. B.F.G, et al (2016)**. Numerical modeling of the nonlinear mechanical behavior of multilayer geosynthetic system for piggyback landfill expansions, Geotextiles and Geomembranes (2016), <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2016.07.004>
12. **Singh. M.K, Fleming. I.R (2008)**. Estimation of the mechanical properties of MSW during degradation in a laboratory compression cell. Geotech. Spec. Publ. ASCE 177, 200e207.
13. **Slimani. R, et al (2016)**. Leachate flow around a well in MSW landfill: Analysis of field tests using Richards model. Waste Management (2016), <http://dx.doi.org/10.1016/j.wasman.2016.07.048>
14. **Van Genuchten. M (1980)**. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Sci. So. Am. J., vol. 44, p 892-898.

CHAPITRE N°VI

1. **Bleiker. D, Farquhar. G, McBean. E (1995)**. Landfill settlement and the impact on site capacity and refuse hydraulic conductivity. Waste Management and Research 13, 533-554.
2. **Blight. G.E, Fourie. A.B (2005)**. Catastrophe revisited–disastrous flow failures of mine and municipal solid waste. Geotechnical and Geological Engineering 23, 219–248.
3. **Babu Sivakumar. G. L (1998)**. “Reliability analysis of landfill slopes.” Indian Geotechnical Journal, Vol. 28, No. 3, 297-306.
4. **Babu Sivakumar. G.L (1999)**. Discussion on estimation of municipal solid waste landfill settlement. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 125 (8), 724–725.

5. **Buisman. A.S.K (1936)**. Results of long duration settlement tests. Proc. 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harvard University, Cambridge Massachusetts, Vol. 1, p 103-106.
6. **Bjarngard. A, Edgers. L (1990)**. Settlement of municipal solid waste landfills. Proc. 13th Annual Madison Waste Conference, Madison, pp. 192-205.
7. **Bouazza. A, Pump. W.L (1997)**. Settlement and the design of municipal solid waste landfills. Proc. Conference GeoEnvironment 97, Melbourne, pp. 339-344.
8. **Benbelkacem. H, Bayard. R, Abdelhay. A, Zhang.Y, Gourdon. R (2010)**. Effect of leachate injection modes on municipal solid waste degradation in anaerobic bioreactor. Bioresource Technology 101, 5206-5212.
9. **Bareither. C.A, Breitmeyer. R.J, Erses. A.S, Benson. C.H, Edil. T.B, Barlaz. M.A (2008)**. Relative contributions of moisture and biological activity on compression of municipal solid waste in bioreactor landfills. Proc. Global Waste Symposium 2008, Copper Mountain (CO), USA.
10. **Coduto. D.P, Huitric. R (1990)**. Monitoring landfill movements using precise instruments. Settlement of municipal refuse. Geotechnics of waste fill – Theory and practice. ASTM STP 1070, Philadelphia (PA), USA, 225-239.
11. **Clark. J.I, Landva. A.O (1990)**. Geotechnics of Waste Fill-Theory and Practice. ASTM STP 1070 (A. Landva & G. D. Knowles, Eds).
12. **Desai. C.D and Christian. J.T (1977)**. Constitutive laws for geological media, Numerical methods in geotechnical engineering, edited by Desai, C.D. and Christian, J.T., Mc Graw Hill, 1977, pp. 65-115.
13. **Dixon. N, Jones. D.R.V (2005)**. Engineering properties of municipal solid waste. Geotextiles and Geomembranes 23, 205-233.
14. **Durmusoglu. E, Corapcioglu. M and Sanchez. I (2005)**. Permeability of municipal solid waste samples. In Proc. Sardinia 2005, Tenth International Waste Management and Landfill Symposium S. Margherita di Pula, Cagliari.
15. **Edil. T.B, Ranguette. V.J, Wuellner. W.W (1990)**. Settlement of municipal refuse. Geotechnics of waste refuse - theory and practice, ASTM, Special Technical Publication 1070, pp. 225-239.
16. **El-Fadel. M, Khoury, R (2000)**. Modelling settlement in MSW landfills: a critical review. Critical Reviews on Environmental Science and Technology, Vol. 30, n° 3, pp. 327-361.
17. **Elagroudy. S.A, Abdel-Razik. M.H, Warith, M.A, Ghobrial. F.H (2008)**. Waste settlement in bioreactor landfill models. Waste Management 28, 2366-2374.
18. **Elagroudy. S (2008)**.Waste settlement in bioreactor landfill models.Waste Management 28, 2366-2374.
19. **Grisolia. M, Napoleoni. Q. & Tancredi. G (1995)** .Contribution to a technical classification of MSW. 5th International Landfill Symposium, Cagliari Italy. Proceedings Sardinia 95 Vol. II, pp 703-710.
20. **Gabr. M.A. and S.N. Valero (1995)**. Geotechnical properties of municipal solid waste: Geotechnical Testing Journal, Vol. 18, p 241-254.
21. **Gourc. J.-P, Staub. M. J, Conte. M (2010)**. Decoupling MSW settlement into mechanical and biochemical processes - Modelling and validation on large-scale setups. Waste Management 30, 15561568.
22. **GIBSON. R.E and LO K.Y (1961)** .A theory of soils exhibiting secondary compression. Acta Polytechnica Scandinavica, C:10, n° 296
23. **Grisolia. M, Napoleoni. Q, Tangredi. G (1991)**. Geotechnical behavior of sanitary landfills based on laboratory and in-situ test. In: Proceedings of the Seventh International Conference on Solid Waste Management and Technology, Philadelphia, PA.

24. **Guasconi. M (1995)**. A study of settlement in landfills due to biodegradation. Master thesis, New Jersey Institute of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, 59 p.
25. **Hettiarachchi. C.H, Meegoda. J.N, Hettiarachchi. P (2009)**. Effect of gas and moisture on modeling of bioreactor landfill settlement. *Waste Management* 29, 1018-1025.
26. **Hettiarachchi. C.H, Meegoda. J.N, Tavantzis. J, Hettiarachchi. P (2007)**. Numerical model to predict settlements coupled with landfill gas pressure in bioreactor landfills. *Journal of Hazardous Materials B139*, 514-522.
27. **Hossain. M.S, Gabr. M.A, Asce. F (2009)**. The effect of shredding and test apparatus size on compressibility and strength parameters of degraded municipal solid waste. *Waste Management* 29, 2417-2424.
28. **Hossain. M.S, Gabr. M.A (2005)**. Prediction of municipal solid waste landfill settlement with leachate recirculation. ASCE-GI Specialty Conference, Geofrontiers 05, Geotechnical Special Publication No. 142, Austin (TX), USA.
29. **Ivanova. L. K, Richards. D. J, Smallman. D. J (2008)**. The long-term settlement of landfill waste. *Waste and Resource Management* 161, 121-133.
30. **Janbu. N, Svanø. G, Christensen. S (1989)**. Back-calculated creep rates from case records. Proc. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio, Vol. 3, pp. 1809-1812.
31. **Jessberger. H.L, Kockel. R (1991)**. Mechanical properties of waste materials. Proc. XV Ciclo di Conference di Geotecnica di Torino, Turin, 41 p.
32. **JESSBERGER. H.L and KOCKEL R (1993)**. Determination and assessment of the mechanical properties of waste materials. 4th International Landfill Symposium, Italy, CISA. Proceedings Sardinia, pp 167-177.
33. **Koerner. R. M and Soong. T. Y (2000b)**. "Stability assessment of ten large landfill failures" ASCE Geotechnical Special Publication No. 103: Advances in Transportation and Geoenvironmental Systems Using Geosynthetics, GeoDenver 2000, 5-8 August, 2000, Denver, Colorado 1 – 38
34. **Kavazanjian. N, Matasovic. R, Bonaparte. G, Schmertmazin. E (1995)**. Evaluation of MSW properties for seismic analysis. *Geoenvironment 2000*, Geotechnical Special Publication, ASCE 46, 1126-1141.
35. **Ling .H.I, Leschinsky. D, Yoshiyuki. M, Toshinori. K (1998)**. Estimation of municipal solid waste landfill settlement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, n°1, pp. 21-28.
36. **Ling. H.I, Leschinsky. D, Yoshiyuki. M, Toshinori. K (1998)**. Estimation of municipal solid waste landfill settlement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124, 21-28.
37. **Manassero. M, Van Impe. W.F, Bouazza. A (1996)**. Waste disposal and containment. In: Proceedings of the Second International Congress On Environmental Geotechnics, Osaka, Japan, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, vol. 3, pp. 1425–1474.
38. **Morris. D.V, Woods. C.E (1990)**. Settlement and engineering considerations in landfill and final cover design. *Geotechnics of waste refuse - theory and practice*, ASTM, Special Technical Publication 1070, pp. 9-21.
39. **Machado. S.L, Vilar. O.M, Carvalho. M.F (2008)**. Constitutive model for long term municipal solid waste mechanical behaviour. *Computers and Geotechnics* 35, 775–790.
40. **McDougall. J (2007)**. A hydro-bio-mechanical model for settlement and other behaviour in landfilled waste, *Computers and geotechnics*, Volume 34, p 229-246.
41. **Marques. A.C.M, Filz. G.M, Vilar. O.M (2003)**. Composite compressibility model for municipal solid waste. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 129 (4), 372–378.
42. **Messner. H (1996)**. Settlements and subsidences under intermediate liners and covers. Proc. 3rd Polish-German Symposium, Gdansk, 7 p.

43. **Olivier. F (2003)**. « Tassement des déchets en CSD de classe II: du site au modèle ». Ph.D. thesis, UJF-Lirigm
44. **Olivier. F, Gourc. J.-P (2007)**. Hydro-mechanical behavior of municipal solid waste subject to leachate recirculation in a large-scale compression reactor cell. *Waste Management* 27, 44-58.
45. **Oweis.I.S (2006)**. Estimate of landfill settlements due to mechanical and decompositional processes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 132 (5), 644–650
46. **Park. H.I, Lee. S.R, Do. N.Y (2002)**. Evaluation of decomposition effect on long-term settlement prediction for fresh municipal solid waste landfills. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 128, 107-118.
47. **Park. H.I, Lee. S.R (1997)**. Long-term settlement behavior of landfills with refuse decomposition. *Journal of Resource Management and Technology* 24 (4), 159– 165.
48. **Powrie. W, Richards. D, Velkushanova. K (2009)**. Mechanisms of settlement in biodegradable wastes. Third International Workshop “Hydro-Physico-Mechanics of Landfills”, Braunschweig, Germany.
49. **RAO. S.K, MOULTON. L.K and SEALS. R.K (1977)**. Settlement of waste landfills, in *Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials*, ASCE.
50. **Roscoe. K.H, Schofield. A.N, and Wroth. C.P (1958)**. “On the yielding of Soils”, *Geotechnique*, Vol.8, pp. 22-53.
51. **Roscoe. K. H, Schofield. A.N and Thurairajah. A (1963)**. “Yielding of clay in states wetter than critical.” *Ge’otechnique*, London, 13(3), 211–240.
52. **Roscoe. K.H and Burland. J.B (1968)**. On the generalised stressstrain behaviour of ‘wet clay’. In *engineering plasticity*. Edited by J. Heyman and F.A. Leckie. Cambridge University Press. pp. 535–609.
53. **Reddy. K.R, Hettiarachchi. H, Parakalla. N.S, Gangathulasi. J, Bogner. J.E (2009a)**. Geotechnical properties of fresh municipal solid waste at Orchard Hills Landfill, USA. *Waste Management* 29 (2), 952–959.
54. **Reddy. K.R, Hettiarachchi. H, Parakalla. N, Gangathulasi. J, Bogner. J.E, Lagier. T (2009b)**. Geotechnical properties of landfilled municipal solid waste under shortterm leachate recirculation operations. *Waste Management and Research* 27 (6), 578–587.
55. **Reddy. K.R, Hettiarachchi. H, Gangathulasi. J, Bogner. J.E, Lagier. T (2009c)**. Geotechnical properties of synthetic municipal solid waste. *International Journal of Geotechnical Engineering* 3 (3), 429–438.
56. **Reddy. K.R, Motan. E.S, Oliver. C (1999)**. Parametric seismic evaluation of landfill liner and cover slopes. *Journal of Solid Waste Technology and Management* 26 (1), 1–9.
57. **Reinhart. D, Townsend. T (1998)**. *Landlll bioreactor design and operation*. Lewis Publishers, Boca Raton, NY.
58. **Stark. T.D, Eid. T.H, Evans. W.D, Sherry. P.E (2000)**. Municipal solid waste slope failure. II: Stability analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 126 (5), 408–417.
59. **Sohn. K.C, Lee. S (1994)**. A method for prediction of long term settlement of sanitary landfill. *Proc. International Congress on Environmental Geotechnics*, Edmonton, pp. 807-811.
60. **Sowers. G.F (1973)**. Settlement of waste disposal fills. *Proc. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscou, Vol. 2, pp. 207-210.
61. **Staub. M (2010)**. Approche multi-échelle du comportement bio-mécanique d'un déchet non dangereux. Ph.D. thesis, Université de Grenoble.
62. **Singh. S, Murphy. B.J (1990)**. Evaluation of the stability of sanitary landfills. In: Landva, A., Knowles, G.D. (Eds.), *Geotechnics of Waste Fills—Theory and Practice*, ASTM Rep. No. STP 1070, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 240–258.

63. **Thomas. S (2000)**. Centres de stockage de déchets - Géomécanique des déchets et de leur couverture (Expérimentations sur sites et modélisation). Thèse de Doctorat, UJF-Lirigm, 327p.
64. **TERZAGHI. K (1943)** Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York (1943)
65. **VAN MERTEEN J.J, SELLMELIJER J.B, and PEREBOO. D (1995)**. Prediction of landfill settlement, 5th International Landfill Symposium, Calgiari Italy Proceedings Sardinia Vol. III, pp 823-831.
66. **Vilar. O.M, Carvalho. M.F (2002)**. Shear strength properties of municipal solid waste. Proc. of the Fourth International Conference on Environmental Geotechnics, AA Balkema, Lisse, Netherland. pp. 59e64.
67. **Wall. D.K, Zeiss. C (1995)**. Municipal landfill biodegradation and settlement. Journal of Environmental Engineering 121, 214-224.
68. **Wood. D.M (1990)**. Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics. Cambridge University Press, UK.
69. **Watts. K. S, Charles. J. A (1999)**. Settlement characteristics of landfill wastes. Proc. of the Institution of Civil Engineers 137, 225-233.
70. **Yen. B.C, Scanlon. B (1975)**. Sanitary landfill settlement rates. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, n° 5, pp. 475-487.
71. **Yuen. S.T.S, Styles. J.R (2000)**. Settlement and characteristics of waste at a municipal solid waste landfill in Melbourne. Proc. of GeoEng 2000, Melbourne, Australia.
72. **Yen. B. C, Scanlon. B (1975)**. Sanitary landfill settlement rates. Journal of the Geotechnical Engineering Division 101, n°5, 475-487.
73. **Zekkos. D.P (2005)**. Evaluation of Static and Dynamic Properties of Municipal Solid Waste. Dissertation, Doctor of Philosophy, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, California.
74. **Zimmerman. R.E, Chen. W.H, Franklin. A.G (1977)**. Mathematical model for solid waste settlement. Proc., Special Conference of the GED, ASCE, Université du Michigan, pp. 210-226.

CHAPITRE N°VII

1. **Beaven. R.P, Powrie. W (1995)**. Hydrogeological and geotechnical properties of refuse using a large scale compression cell. In: Proc. of the Sardinia 1995, Fifth International Waste Management and Landfill Symposium, pp. 745e760.
2. **Bonini. M, Debernardi. D, Barla. M, Barla. G (2009)**. The mechanical behaviour of clay shales and implications on the design of tunnels. Rock Mechanics and Rock Engineering, 361–388.
3. **Baecher. G.B and Christian. J.T (2003)**. Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. John Wiley
4. **Blight. G.E, Fourie. A.B (2005)**. Catastrophe revisited—disastrous flow failures of mine and municipal solid waste. Geotechnical and Geological Engineering 23, 219–248.
5. **Babu Sivakumar. G.L, Reddy. K.R, Chouskey S.K (2010a)**. Constitutive model for municipal solid waste incorporating mechanical creep and biodegradationinduced compression. Waste Management Journal 30 (1), 11–22.
6. **Babu Sivakumar. G.L, Reddy. K.R, Chouskey. S.K, Kulkarni. H (2010b)**. Prediction of long-term municipal solid waste landfill settlement using constitutive model. Practice Periodical of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste Management. ASCE 14 (2), 139–150.
7. **Caicedo. B, Giraldo. E, Yamin. L (2002)**. The landslide of Dona Juana landfill in Bogota A case study In: de Mello, L. G., Almeida, M. A. A. eds. , Environmental Geotechnics (4th ICEG), Balkema, Lisse, Netherlands, p 171-175.

8. **Castelli. F, Maugeri. M (2008)**. Experimental analysis of waste compressibility. *Geotech. Spec. Publ. ASCE* 177, 208e215.
9. **Chang. M (2005)**. “Three-dimensional stability analysis of the Kettleman Hills landfill slope failure based on observed sliding block mechanism”, *Computers and Geotechnics*, Vol. 32, pp. 587 – 599.
10. **Chouksey. S.K (2009)**. “Analytical models for fiber reinforced soil and municipal solid waste”. MS thesis, Indian Institute of Science Bangalore, India.
11. **Desai. C.D and Christian, J.T (1977)**. Constitutive laws for geological media, *Numerical methods in geotechnical engineering*, edited by Desai, C.D. and Christian, J.T., Mc Graw Hill, 1977, pp. 65-115.
12. **Duncan. J.M (2000)**. Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 126 (4), 307–316.
13. **Grisolia. M, Napoleoni. Q & Tancredi. G (1995)**. Contribution to a technical classification of MSW. 5th International Landfill Symposium, Cagliari Italy. *Proceedings Sardinia 95 Vol. II*, pp 703-710.
14. **Itasca Consulting Group. Inc (2007)**. *FLAC Fast Lagrangian Analysis Continua Manual*.
15. **Jessberger. H.L, Syllwasschy. O, Kockel. R (1995)**. Investigations of waste body-behaviour and waste-structure-interaction. *Proc. Sardinia 95, 5th International Landfill Symposium, Cagliari, Vol.II*, pp. 731-743.
16. **Koerner. R.M and Soong. T.Y (2000a)**. “Leachate in landfills: the stability issues”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 18, pp. 292 – 309.
17. **Koerner. R. M, and Soong. T.Y (2000b)**. “Stability assessment of ten large landfill failures” ASCE Geotechnical Special Publication No. 103: *Advances in Transportation and Geoenvironmental Systems Using Geosynthetics*, GeoDenver 2000, 5-8 August, 2000, Denver, Colorado 1 – 38
18. **Marti. J and P.A, Cundall (1982)**. “Mixed Discretization Procedure for Accurate Solution of Plasticity Problems,” *Int. J. Num. Methods and Anal. Methods in Geomech.* **6**, 129-139.
19. **Machado. S.L, Carvalho. M.F, Vilar. O.M (2002)**. Constitutive model for municipal solid waste. *Journal of the Environmental Engineering*, ASCE 128 (11), 940– 951.
20. **Machado. S.L, Vilar. O.M, Carvalho. M.F (2008)**. Constitutive model for long term municipal solid waste mechanical behaviour. *Computers and Geotechnics* 35, 775–790.
21. **Merry. S. M, Kavazanjian. E and Fritz. W.U (2005)**. “Reconnaissance of July 10th 2000, Payatas Landfill failure”, *Journal of performance of constructed facilities*, Vol. 19, No. 2, pp. 100 – 107.
22. **Nousheen-Arif. K (2010)**. Determination of hydro-mechanical characteristics of biodegradable waste – Laboratory and landfill site. *Thèse de Doctorat, UdG-LTHE*, 335 p.
23. **Olivier. F (2003)**. « Tassement des déchets en CSD de classe II : du site au modèle ». Ph.D. thesis, UJF-Lirigm
24. **Reddy. K.R, Hettiarachchi. H, Parakalla. N.S, Gangathulasi. J, Bogner. J.E (2009a)**. Geotechnical properties of fresh municipal solid waste at Orchard Hills Landfill, USA. *Waste Management* 29 (2), 952–959.
25. **Reddy. K.R, Hettiarachchi. H, Parakalla. N, Gangathulasi. J, Bogner. J.E, Lagier. T (2009b)**. Geotechnical properties of landfilled municipal solid waste under shortterm leachate recirculation operations. *Waste Management and Research* 27 (6), 578–587.

26. **Reddy. K.R, Hettiarachchi. H, Gangathulasi. J, Bogner. J.E, Lagier. T (2009c).** Geotechnical properties of synthetic municipal solid waste. *International Journal of Geotechnical Engineering* 3 (3), 429–438.
27. **Singh. M.K, Fleming. I.R 2008.** Estimation of the mechanical properties of MSW during degradation in a laboratory compression cell. *Geotech. Spec. Publ. ASCE* 177, 200e207.
28. **Singh. M. K and Fleming. I. R (2011).** “Application of a hyperbolic model to municipal solid waste”. *Geotechnique*, 61, No.7, 533-547.
29. **Stark. T.D, Eid. T.H, Evans. W.D, Sherry. P.E (2000).** Municipal solid waste slope failure. II: Stability analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE* 126 (5), 408–417.
30. **Tano. B.F.G, et al (2016).** Numerical modeling of the nonlinear mechanical behavior of multilayer geosynthetic system for piggyback landfill expansions, *Geotextiles and Geomembranes* (2016), <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2016.07.004>
31. **Vilar. O.M and Corvalho. M (2004).** “Mechanical properties of municipal solid waste.” *Journal of Testing and Evaluation, ASTM*, Vol. 36, No. 6, pp. 1-12.
32. **Wall. D.K, Zeiss C (1995).** Municipal landfill biodegradation and settlement. *Journal of Environmental Engineering* 121, 214-224.
33. **Zekkos. D.P (2005).** Evaluation of Static and Dynamic Properties of Municipal Solid Waste. Dissertation, Doctor of Philosophy, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, California.