Étude du comportement chimico-hydro-mécanique des argiles raides dans le contexte du stockage de déchets radioactifs

Xuan Phu Nguyen

▶ **To cite this version:**

Xuan Phu Nguyen. Étude du comportement chimico-hydro-mécanique des argiles raides dans le contexte du stockage de déchets radioactifs. Autre. Université Paris-Est, 2013. Français. NNT : 2013PEST1035 . pastel-00861166

HAL Id: pastel-00861166
https://pastel.hal.science/pastel-00861166

Submitted on 12 Sep 2013

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

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

UNIVERSITÉ PARIS-EST

THÈSE

Pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Paris - Est

Discipline : Géotechnique

Présentée et soutenue publiquement par

NGUYEN Xuan Phu

Le 06 Mars 2013

Titre

Étude du comportement chimico-hydro-mécanique des argiles raides dans le contexte du stockage de déchets radioactifs

Directeur de thèse :

Yu-Jun CUI

JURY

Enrique ROMERO MORALES	Universitat Politècnica de Catalunya	Rapporteur/Président
Jean-Marie FLEUREAU	École Centrale Paris	Rapporteur
Laurent WOUTERS	ONDRAF/NIRAS	Examinateur
Anh-Minh TANG	École des Ponts ParisTech	Examinateur
Christophe IMBERT	CEA Saclay	Invité
Xiangling LI	ESV EURIDICE GIE	Co-directrice de thèse
Yu-Jun CUI	École des Ponts ParisTech	Directeur de thèse

Remerciements

La page des remerciements est une place particulière où un effort important est fourni pour affûter la prose et ne pas oublier personne. Pour cela, j'aimerais donc remercier vivement tous ceux qui ont contribué, directement ou indirectement, à la réussite de ce travail de recherche. Cependant, il y a des mentions spéciales qui doivent être citées à part.

Je tiens à remercier tout d'abord l'ENPC et l'EURIDICE/ONDRAF pour avoir assuré le support financier et des moyens nécessaires pour la réalisation de cette recherche.

Mes plus vifs remerciements vont au Professeur Yu-Jun CUI, un grand scientifique, un homme généreux et aussi sérieux, qui a dirigé mes travaux de recherche depuis le Master. Merci de m'avoir appris un métier et transmis une grande curiosité scientifique.

Je souhaiterais également témoigner toute ma reconnaissance à Monsieur Anh-Minh TANG pour le temps qu'il m'a consacré ainsi que la pertinence de ses conseils scientifiques et professionnels depuis mon arrivée en France.

Je remercie tout particulièrement Madame Xiangling LI pour la confiance qu'elle m'a accordée, ses conseils précieux, son appréciation et des discussions intéressantes à l'occasion des réunions d'avancement du projet "Thermo-Hydro-Mechanical-Chemical characterization of Ypresian Clays". J'ai beaucoup appris à partir de ces réunions.

Je voudrais vivement remercier Professeur Enriqué ROMERO MORALES qui m'a fait l'honneur d'accepter d'être rapporteur de ce mémoire et de présider le jury. Merci pour ses conseils constructifs ainsi que ses regards critiques sur mes travaux. J'aimerais aussi remercier Professeur Jean-Marie FLEUREAU d'être rapporteur de ma thèse. Je remercie sincèrement Messieurs Laurent WOUTERS et Christophe IMBERT, qui ont bien voulu faire partie de mon jury.

Je remercie chaleureusement Messieurs Yongfeng DENG et NGUYEN Duc Hanh pour leurs contributions à la réalisation d'un grand nombre d'essais dans cette étude.

Ce travail expérimental n'aurait pas abouti à son bien sans l'aide quotidienne d'une équipe technique performante : Emmanuel DELAURE, Xavier BOULAY, Hocine DELMI, Jérémy THIRIAT, Thomas CLAPIES et Baptiste CHABOT.

Un amical remerciement à tous les amis du CERMES et ailleurs pour leur soutien et leur bonne humeur qui ont assuré le bon déroulement de ce travail.

Je voudrais aussi profiter de cette page pour exprimer toute ma gratitude à ma famille, dont j'ai toujours de la fierté, pour son encouragement et son soutien permanents. Je remercie Thu Ha, ma tendre et chère épouse, pour son amour, sa patience, sa confiance en moi et son sacrifice.

Enfin, j'adresse ma plus profonde reconnaissance à mon grand-père et aussi mon "Premier Professeur" HO Sy Thai, qui m'a donné l'envie de connaître et la volonté d'apprendre dès mon enfance. Ce manuscrit est à lui dédié !

Résumé

Titre : Etude du comportement chimico-hydro-mécanique des argiles raides dans le contexte du stockage de déchets radioactifs

La présente étude vise à comprendre le comportement chimico-hydro-mécanique des argiles raides à travers deux formations géologiques, l'Argile de Boom et les Argiles Yprésiennes, qui sont censées être des formations hôtes potentielles pour le stockage de déchets radioactifs en Belgique. Le comportement volumique a été étudié tant à l'état intact qu'à l'état reconstitué, et sous différentes conditions : K_0 et isotrope, sous des boucles de chargement - déchargement. Les résultats obtenus montrent que le comportement volumique de ces argiles est gouverné par la compétition entre l'effet physico-chimique et l'effet mécanique, caractérisée par une contrainte seuil qui correspond à la contrainte de gonflement en termes de changements de structure. Une loi de comportement volumique a été ainsi développée afin de décrire cet aspect. La perméabilité a été déterminée, comparée avec les résultats dans la littérature et corrélée avec les paramètres comme l'indice des vides. La variation de la perméabilité avec la profondeur a mis en évidence le rôle déterminant des macro-pores dans le transfert des fluides. Le comportement volumique et la perméabilité des Argiles de Boom et Yprésiennes intactes sont aussi influencés par la variation de la composition chimique de l'eau de pore, qui modifie la double couche diffuse et favorise l'agrégation des particules argileuses. Les caractéristiques élastiques, la surface de charge et l'enveloppe de rupture ont été identifiés pour le comportement déviatorique des Argiles de Boom et Yprésiennes. Un modèle élasto-plastique conceptuel a été développé permettant de tenir compte des effets du gonflement et de la compétition entre l'effet mécanique et l'effet physico-chimique.

Mots clés : Argile de Boom ; Argiles Yprésiennes ; comportement hydro-mécanique ; perméabilité ; contrainte de gonflement ; effet chimique ; lois de comportement.

Abstract

Title: Study of the chemo-hydro-mechanical behavior of stiff clays in the context of radioactive wastes disposal

The present research aims to understand the chemo-hydro-mechanical behavior of stiff clays through two geological formations, the Boom Clay and the Ypresian Clays which are considered as possible host formations for the radioactive wastes disposal in Belgium. The volume change behavior was studied in both intact and reconstituted states, and under different conditions: under K_0 and isotropic loading, under loading/unloading loops. The results show that the volume change behavior is governed by the competition between the physico-chemical effect and the mechanical effect, characterized by a threshold stress which corresponds to the swelling stress in terms of structure changes. A constitutive law was developed to capture this aspect. The permeability was determined, compared with the results in literature and correlated with the parameters as void ratio. The permeability variation with depth shows the important role of macro-pores in fluids' transfer. The volume change behavior and permeability of intact Boom Clay and Ypresian Clays are also influenced by pore water chemical composition changes which modify the diffuse double layer and give rise to the aggregation of clay particles. The elastic parameters, yield curve and failure envelope of Boom Clay and Ypresian Clays were identified. A conceptual elasto-plastic model was developed, accounting for the swelling effects and the competition between the physico-chemical effect and the mechanical effect.

Keywords: Boom Clay; Ypresian Clays; hydro-mechanical behavior; swelling stress; chemical effect; constitutive laws.

Sommaire

Remerciements i

Résumé iii

Abstract v

Sommaire vii

Liste des symboles xiii

Introduction 1

Contexte de la recherche 1

Objectifs, méthodologie & contenu 2

Chapitre 1. Étude bibliographique 5

1.1. Généralités sur les argiles 5

1.1.1. Généralités sur les minéraux argileux 5

1.1.2. Propriétés physico-chimiques 8

1.1.3. Interactions interparticulaires 10

1.2. Structure des sols argileux et origines géologiques 13

1.2.1. Structures des sols argileux 13

1.2.2. Origines géologiques 16

1.3. Comportement mécanique 18

1.3.1. Elasticité 18

1.3.2. Limite élastique et surface de charge 18

1.3.3. Compression, structure et sensibilité 22

1.3.3.1. Lignes de compression intrinsèque et sédimentaire 23

1.3.3.2. Sensibilité 26

1.3.3.3. Structure sédimentaire et post-sédimentaire 28

1.3.3.4. Structure stable et métastable 31

1.3.3.5. Variations de la sensibilité et de la structure avec la compression 32

1.3.4. Gonflement des argiles 35

1.3.4.1. Mécanisme de gonflement 35

1.3.4.2. Pression de gonflement 36

1.3.4.3. Effets du gonflement 38
1.3.5. Cisaillement 40
1.3.5.1. Limite élastique au cisaillement 40
1.3.5.2. Résistance au cisaillement 41
1.3.5.3. Comportement à la rupture 42
1.3.6. Anisotropie 44
1.3.7. Comportement mécanique des argiles raides 45
1.3.7.1. Argile de Boom 45
1.3.7.2. Argiles yprésiennes 52
1.3.8. Effets de la composition chimique de l'eau de pore sur le comportement mécanique 57
1.3.8.1. Argiles gonflantes 57
1.3.8.2. Argiles non-gonflantes 59
1.3.8.3. Argiles raides naturelles 61
1.4. Comportement hydraulique des argiles 62
1.4.1. Essai au laboratoire 62
1.4.2. Essai *in situ* 65
1.4.3. Corrélations 67
1.4.4. Effets chimiques sur la perméabilité 68
1.5. Conclusions 71
Chapitre 2. Techniques expérimentales 74
2.1. Introduction 74
2.2. Préparation d'échantillons et de l'eau synthétique 74
2.3. Matériels 80
2.3.1. Cellules œdométriques 80
2.3.2. Cellules triaxiales sous-presse et isotrope 81
2.3.3. Cellule triaxiale auto-compensée 83
2.3.4. Asservissement 85
2.3.4.1. Contrôleur de Pression et de Volume 86
2.3.4.2. Cellule d'interface et bain thermostaté 86
2.3.4.3. Cordon chauffant & thermocouple 87
2.4. Systèmes expérimentaux 87
2.4.1. Essais œdométriques 87

2.4.2. Essais spécifiques 90
2.4.3. Essai isotrope 92
2.4.4. Essai triaxial avec la cellule sous-presse 94
2.4.5. Essai triaxial avec la cellule auto-compensée 95
2.5. Procédures d'essai 96
2.5.1. Essai d'identification 96
2.5.2. Essais œdométriques et spécifiques 98
2.5.3. Essais triaxiaux et isotropes 101
2.6. Traitement des données 104
2.6.1. Essais œdométriques et spécifiques 104
2.6.2. Essais isotropes 106
2.6.3. Essais triaxiaux 108
2.7. Programme d'essais 110
2.8. Conclusions 112
Chapitre 3. Matériaux étudiés 113
3.1. Introduction 113
3.2. Aspects géologiques 114
3.2.1. Argiles yprésiennes 114
3.2.2. Argile de Boom 118
3.3. Granulométrie 123
3.3.1. Argiles yprésiennes 123
3.3.2. Argile de Boom 128
3.4. Minéralogie 134
3.4.1. Argiles yprésiennes 134
3.4.2. Argile de Boom 138
3.5. Eau interstitielle 141
3.5.1. Argiles yprésiennes 142
3.5.2. Argile de Boom 143
3.6. Microstructure 144
3.6.1. Microscopie électronique à balayage 144
3.6.1.1. Argile de Boom 144
3.6.1.2. Argiles yprésiennes 150
3.6.2. Porosimétrie 156

3.6.2.1. Argile de Boom 156
3.6.2.2. Argiles yprésiennes 158
3.7. Caractéristiques géotechniques 159
3.7.1. État de contraintes *in situ* 159
3.7.2. Paramètres physiques 161
3.7.2.1. Argile de Boom 161
3.7.2.2. Argiles yprésiennes 162
3.8. Etat initial des échantillons étudiés 171
3.9. Conclusions 173

Chapitre 4. Compressibilité – Gonflement & Perméabilité 176

4.1. Introduction 176
4.2. Propriétés des argiles reconstituées 176
4.3. Propriétés des argiles intactes 180
4.3.1. Comportement à l'œdomètre 180
4.3.1.1. Remise des sols à l'état de contrainte *in situ* 182
4.3.1.2. Saturation du système de drainage 186
4.3.1.3. Compressibilité et capacité de gonflement 188
4.3.1.4. Boucles d'hystérésis et contrainte seuil 190
4.3.1.5. Microstructure après l'essai 198
4.3.1.6. Paramètres de compressibilité et de gonflement 202
4.3.1.7. Perméabilité 211
4.3.2. Comportement isotrope 217
4.3.2.1. Argile de Boom 217
4.3.2.2. Argiles Yprésiennes 219
4.4. Discussions 222
4.4.1. Etat initial et remise à l'état de contraint *in situ* 222
4.4.1.1. Argile de Boom 222
4.4.1.2. Argiles yprésiennes 229
4.4.2. Capacité de gonflement et compressibilité 231
4.4.2.1. Argile de Boom 231
4.4.2.2. Argiles yprésiennes 235
4.4.3. Evolution de la microstructure 236
4.4.4. Contrainte de gonflement 238

4.4.5. Evolution des paramètres 242
4.4.6. Effet de la structure naturelle 243
4.5. Simulation de la variation volumique 248
4.6. Conclusions 252
Chapitre 5. Comportement déviatorique 255
5.1. Introduction 255
5.2. État initial et consolidation 255
5.2.1. Argile de Boom 255
5.2.2. Argiles yprésiennes 256
5.3. Cisaillement 263
5.3.1. Déformations locale et globale 263
5.3.2. Comportement au cisaillement 267
5.3.3. Caractéristiques élastiques 272
5.3.4. Surface de charge 276
5.4. Comportement à la rupture 281
5.4.1. Enveloppe de rupture 281
5.4.2. Paramètres de résistance au cisaillement 283
5.4.3. Etat critique 285
5.5. Discussions 287
5.5.1. Mesure de déformations locale et globale 287
5.5.2. Variation des paramètres élastiques 290
5.5.3. Surface de ch arge 291
5.5.4. Comportement à la rupture 294
5.5.4.1. Enveloppe de rupture et paramètres de résistance au cisaillement 294
5.5.4.2. Etat critique 295
5.5.5. Effet du gonflement 295
5.6. Conclusions 299
Chapitre 6. Effets de la composition chimique de l'eau de pore 302
6.1. Introduction 302
6.2. Résultats 305
6.2.1. Résultats typiques 305
6.2.2. Variations volumiques lors de l'injection 309
6.2.3. Compressibilité et gonflement 310

6.2.4. Perméabilité 324
6.2.5. Microstructure 325
6.3. Discussions 330
6.4. Conclusions 334
Conclusion générale 336
Annexe 1 341
Annexe 2 363
Bibliographie 370

Liste des symboles

Δe_{inj}	Variation totale de l'indice des vides pendant la phase d'injection
$\Delta e_{C\alpha}$	Variation de l'indice des vides par compression secondaire pendant la phase d'injection
Δe_{Ch}	Variation de l'indice des vides par effet chimique pendant la phase d'injection
ε	Permittivité de l'environnement
ε_0	Permittivité du vacuum
ε_a	Déformation axiale
ε_{ag}	Déformation axiale globale
ε_{al}	Déformation axiale locale
ε_r	Déformation radiale
ε_{rl}	Déformation radiale locale
ε_s	Gonflement libre
ε_v	Déformation volumique Déformation verticale dans les essais œdométriques
ε_{vCP}	Déformation volumique suivant le CPV-CP
ε_{vconf}	Déformation volumique suivant le CPV-conf
ε_{vg}	Déformation volumique globale
ε_{vl}	Déformation volumique locale
κ	Indice de gonflement dans le plan $e - \ln\sigma_v$
λ	Indice de compression dans le plan $e - \ln\sigma_v$
μ_f	Viscosité dynamique du fluide
ρ	Masse volumique
ρ_d	Masse volumique sèche
ρ_s	Masse volumique des particules solides
ρ_f	Masse volumique du fluide

σ	Densité de charge spécifique
σ'_a	Contrainte axiale effective
σ'_{hs}	Contrainte de gonflement d'une éprouvette parallèle au litage
σ_{hy} ; σ'_{hy}	Limite élastique horizontale
σ'_p	Contrainte de pré-consolidation
σ'_r	Contrainte radiale effective
σ_s	Contrainte de gonflement Contrainte seuil
σ_v	Contrainte verticale
σ'_{v0}	Contrainte *in situ* verticale effective
σ^*_{ve}	Contrainte équivalente
σ_{vmax}	Contrainte verticale maximale appliquée
σ'_{vs}	Contrainte de gonflement d'une éprouvette verticale au litage
σ_{vy} ; σ'_{vy}	Composante verticale de la limite élastique
σ_y ; σ'_y	Limite élastique
σ'_{yl}	Limite inférieure de la limite élastique
σ'_{yu}	Limite supérieure de la limite élastique
τ	Contrainte de cisaillement
ψ	Intensité du potentiel électrique
ν_{hh}	Coefficient de Poisson pour la déformation horizontale due à l'autre déformation horizontale
ν_{hv}	Coefficient de Poisson pour la déformation verticale due à une déformation horizontale
A	Aire de la section transversale d'une éprouvette
A_c	Activité de sol
B	Coefficient de Skempton
$C_{\alpha e}$	Coefficient de compression secondaire
C_c^*	Indice de compression dans le plan e – $\log\sigma_v$ d'un sol reconstitué

c'_c	Pente de compression pour un palier de chargement
C_c	Indice de compression dans le plan $e - \log\sigma_v$
C_{ce}	Première pente de chargement
C_{ch}	Indice de compression d'une éprouvette parallèle au litage
C_{cp}	Deuxième pente de chargement
C_{cv}	Indice de compression d'une éprouvette verticale au litage
CEC	Capacité d'échange cationique
CF	Fraction argileuse
c'_s	Pente de gonflement pour un palier de déchargement
C_s	Pente de gonflement dans le plan e - $\log\sigma_v$
C_{se}	Première pente de déchargement
C_{sp}	Deuxième pente de déchargement
C_v	Coefficient de consolidation
D	Constante diélectrique (ou la permittivité relative) de l'environnement Profondeur du sol Taille de pore
D_0	Diamètre initial de l'éprouvette
e	Charge électronique élémentaire Indice des vides
e_0	Indice des vides initial
e_{CP}	Indice des vides suivant le CPV-CP
e_{conf}	Indice des vides suivant le CPV-conf
e_f	Indice des vides à la fin de l'essai
e_i	Indice des vides initial pour un chemin de (re)chargement ou de déchargement
e_L	Indice des vides à la limite de liquidité
e^*_{100}	Indice des vides à σ'_v = 100 kPa d'un sol reconstitué normalement consolidé
e^*_{1000}	Indice des vides à σ'_v = 100 kPa d'un sol reconstitué normalement consolidé

E_h	Module d'Young dans la direction horizontale
$E_{œd}$	Module œdométrique
E_v	Module d'Young dans la direction verticale
F	Force axiale
g	Accélérateur de gravité
G_{vh}	Module de cisaillement dans le plan vertical
h	Charge hydraulique
H	Epaisseur d'une éprouvette de sol Longueur de drainage
i	Gradient hydraulique
ICL	Ligne de compression intrinsèque
IS_UL	Ligne de résistance de résistance au cisaillement non-drainé intrinsèque
I_L	Indice de liquidité
I_P	Indice de plasticité
I_v	Index des vides
k	Constante de Boltzmann Coefficient de perméabilité ou conductivité hydraulique
k_0	Facteur de forme de la texture
k_h	Conductivité hydraulique horizontale
k_v	Conductivité hydraulique verticale
K	Perméabilité intrinsèque
1/K	Epaisseur de la double couche diffuse
K_0	Coefficient de pression des terres au repos
K_s	Module de compressibilité volumique du squelette de sol
K_w	Module de compressibilité volumique de l'eau
$L_{i\|i = 1,\ldots,6}$	Déplacement mesuré par $LVDT_{i\|i = 1,\ldots,6}$
L_0	Distance entre les niveaux de fixation des anneaux inférieur et supérieur supportant les LVDT

M	Pente de la ligne d'état critique
n	Porosité
n_0	Concentration ionique de référence
NC	Normalement consolidé
OC	Surconsolidé
OCR	Coefficient de pré-consolidation, $OCR = \sigma'_p/\sigma'_{v0}$
p	Contrainte moyenne
p'	Contrainte moyenne effective
p_a	Pression de l'air
p_c	Pression de confinement
p'_c	Pression de confinement effective
p_{CP}	Contre-pression
p^*_e	Contrainte moyenne équivalente
p_s ; p'_s	Pression de gonflement
p'_y	Contrainte moyenne effective à la limite élastique
q	Contrainte déviatorique
s'	Contrainte moyenne effective
s	Succion
s_0	Succion initiale
SCC	Courbe de compression sédimentaire
SCL	Ligne de compression sédimentaire
S_r	Degré de saturation
S_{r0}	Degré de saturation initial
S_s	Surface spécifique
S_σ	Sensibilité de contrainte
S_t	Sensibilité de résistance
t	Contrainte de cisaillement

	Temps
t_{50}	Temps correspondant à un degré de consolidation de 50 %
T	Température thermodynamique Coefficient de tortuosité
T_v	Facteur de temps
U_v	Degré de consolidation
u ; u_w	Pression interstitielle
υ	Valence Volume spécifique Vitesse d'écoulement
V_0	Volume initial de l'éprouvette
V_A	Energie attractive
VBS	Valeur de bleue de méthylène
V_R	Energie répulsive
W	Travail accumulé d'une unité volumique du sol saturé
w	Teneur en eau
w_0	Teneur en eau initiale
w_L	Limite de liquidité
w_P	Limite de plasticité
YSR	Rapport de la limite élastique à la contrainte *in situ* vertical effective, $YSR = \sigma'_{vy}/\sigma'_{v0}$

Introduction

Contexte de la recherche

La question sur la gestion de déchets radioactifs se pose à moyen et long termes étant donné que leur activité radiologique peut durer plusieurs centaines de millions d'années et que leur production dans notre société moderne est inéluctable. La Belgique examine depuis 1974 la possibilité d'enfouir ces déchets dans une couche d'argile profonde. L'intérêt était très vite focalisé sur des formations d'argiles peu indurées : l'argile de Boom et les argiles yprésiennes. Les activités de recherche et développement (R&D) menées depuis des décennies par l'ONDRAF (Organisme National des Déchets RAdioactifs et des matières Fissiles enrichies) en collaboration étroite avec le SCK•CEN (Centre d'étude de l'énergie nucléaire) et de nombreux bureaux d'étude, centres de recherches et universités belges et étrangères, ont pour but de s'assurer que cet enfouissement est une solution techniquement réalisable et qu'il permet de garantir à très long terme la sûreté de l'homme et de l'environnement. Les projets de démonstration à grande échelle et les expériences au sein du laboratoire de recherche souterrain (URL) HADES (Figure 1) construit sous le site à Mol dans l'argile de Boom sont confiés à GIE EURIDICE (European Underground Research Infrastructure for Disposal of nuclear waste In Clay Environment), créé en 1995 par l'ONDRAF et le SCK•CEN.

En 2006, une campagne d'acquisition de données supplémentaires en géomécanique, hydrologie, minéralogie et géochimie (hydro/05neb) a été réalisée pour l'argile de Boom à Essen (à la limite Nord-Ouest du Bassin de la Campine). On note que ces caractéristiques de l'argile de Boom ont étudiées principalement pour le site de Mol et pour la zone d'affleurement. Considérant les variabilités de ces caractéristiques, la transférabilité de connaissances sur l'argile de Boom du site de Mol à d'autres sites s'est avérée primordiale.

Suivant les travaux préliminaires sur les argiles yprésiennes (NEA, 2003 ; ONDRAF, 2001 ; Van Marcke & Laenen, 2005), cette formation se diffère considérablement de la formation de Boom au niveau de l'hydrogéologie, de la géochimie, de la tectonique et de la minéralogie. Compte tenu de ces différences, de la quantité importante de données sur l'argile de Boom et d'investissements considérables tant au niveau financier (Webster, 2011)

qu'au niveau temporel (Lalieux et Van Geet, 2011), pour la construction d'un nouveau URL avec des expérimentations *in situ* dans les argiles yprésiennes, it apparaît essentiel d'étudier aussi la transférabilité de connaissances de l'argile de Boom vers les argiles yprésiennes. Bien entendu, cette transférabilité de connaissances devrait être étudiée avec grand soin, en considérant les différences en termes de géochimie et de minéralogie présentées précédemment.

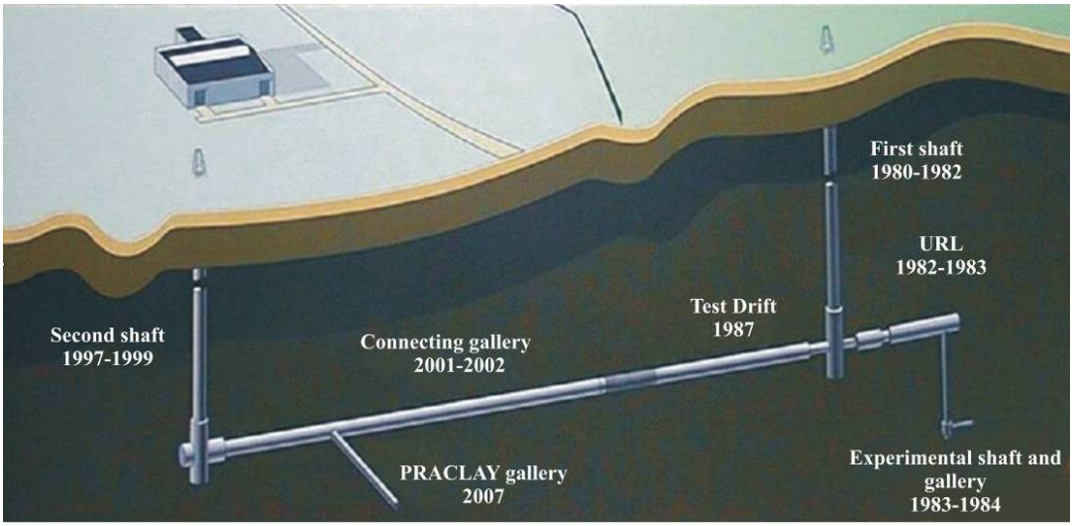


Figure 1 : URL dans l'argile de Boom à Mol, Belgique (http://www.euridice.be/)

Dans ce contexte, il apparaît nécessaire de mener une étude de caractérisation chimico-hydro-mécanique (CHM) des argiles de Boom (à Mol et à Essen) et yprésiennes (sur le site de Doel), afin de se procurer des données supplémentaires permettant la vérification de cette transférébilité de connaissances.

Objectifs, méthodologie & contenu

L'argile de Boom étudiée provient d'un forage carroté à Essen, au Nord de la Belgique, proche de la frontière avec les Pays-Bas, à environ 60 km vers le Nord-Ouest du site de Mol. Elle fait l'objet d'un projet de collaboration entre le CERMES et l'ONDRAF, dans lequel s'inscrit une partie de la présente recherche. Le forage à Essen rentre dans le cadre dans une campagne de prélèvement appelée "hydro/05neb" en 2006, organisée par le SCK•CEN. Comme la plupart des études sur l'argile de Boom jusqu'à présent ne concernent que son affleurement et le site de Mol, ce projet de collaboration entre le CERMES et

l'ONDRAF vise à mettre en évidence la variabilité horizontale (au niveau régional) des propriétés hydro-mécaniques (HM) de cette argile, qui n'ont jamais été abordées auparavant. De plus, comme la salinité de l'eau de pore dans l'argile de Boom à Essen s'est avérée plus importante que celle à Mol, une étude sur l'effet de la composition chimique de l'eau interstitielle sur ces propriétés apparaît nécessaire.

L'autre partie de la présente recherche rentre dans le cadre du projet "THMC behaviour of the ypresian clays" en collaboration avec l'ONDRAF, le GIE EURIDICE et l'UPC (Universitat Politècnica de Catalunya). Les carottes de sols étudiées ont été extraites du forage "ON-Kallo-1" en 2009 sur le site de Kallo (Cammaer et al., 2009), à environ 10 km au Sud de la zone nucléaire de Doel. Le travail consiste à étudier dans un premier temps le comportement HM des argiles yprésiennes. Tenant compte de la salinité nettement plus forte de son eau interstitielle et de sa teneur en argiles gonflantes plus élevée par rapport à l'argile de Boom, une étude sur l'aspect chimique (C) apparaît indispensable, qui constitue le travail du second temps.

Dans cette étude, des développements expérimentaux ont été effectués et différentes expérimentations avancées ont été réalisées qui couvrent les identifications physiques et microstructurales, les propriétés de compressibilité et de gonflement en chemins de chargements isotrope et œdométrique ainsi que le comportement déviatorique.

Le présent mémoire s'organise en six chapitres :

Le premier chapitre correspond à une étude bibliographique sur le comportement chimico-hydro-mécanique des argiles, avec une attention particulière portée sur les argiles raides. Différents aspects seront abordés : la minéralogie, la structure et l'origine géologique des argiles ainsi que les propriétés géotechniques. L'accent sera mis aussi sur l'effet de la composition chimique de l'eau de pore sur le comportement hydro-mécanique des argiles.

Le deuxième chapitre abordera les développements expérimentaux. Les méthodes d'identification suivant les normes, les cellules œdométriques, isotrope et triaxiales ainsi que leurs asservissements et les procédures d'essai seront présentés.

Le troisième chapitre se focalisera sur les caractéristiques géologiques et géotechniques ainsi que les analyses de microstructure par microscopie électronique à balayage et par porosimètres à mercure. Les résultats obtenus seront analysés en se basant sur les données trouvées dans la littérature.

Le quatrième chapitre étudiera le comportement volumique des argiles de Boom et yprésiennes aux états intact et reconstitué, en conditions K_0 et isotrope, sous des cycles de chargement et de déchargement. Les caractéristiques géologiques, minéralogiques, granulométriques, anisotropes et microstructurales seront prises en considération. La notion de contrainte de gonflement sera révisée en termes de compétition entre l'effet physico-chimique et l'effet mécanique. Une loi de comportement volumique basée sur cette interprétation sera developpée.

Les résultats sur le comportement déviatorique seront traités dans le cinquième chapitre. Ces résultats sont obtenus à partir des essais triaxiaux en conditions drainées et isothermes. Les mesures de déformations locales et globales seront comparées et interprétées. L'effet du gonflement sur le comportement déviatorique sera analysé. Un modèle conceptuel du type élasto-plastique sera ensuite proposé en se basant sur ces résultats et ceux présentés dans le chapitre précédent.

Le sixièmre chapitre sera consacré aux effets de la composition chimique de l'eau de pore sur le gonflement, la compressibilité, la perméabilité et la consolidation au moyen d'essais œdométriques. Des analyses de microstructure seront également réalisées afin de mettre en évidence les mécanismes correspondants.

Chapitre 1.

Étude bibliographique

1.1. Généralités sur les argiles

1.1.1. Généralités sur les minéraux argileux

Par granulométrie, l'argile correspond conventionnellement à des fractions fines inférieures à 2 µm. Pourtant, cette définition basée sur le seul critère granulométrique de 2 µm n'est pas appropriée. Selon Baron et al. (1971), l'argile est une entité minéralogique réelle caractérisée à la fois par (i) sa nature chimique (silicate d'alumine hydraté) ; (ii) sa structure phylliteuse ; et (iii) son comportement particulier vis-à-vis de l'eau qui se traduit par des phénomènes de gonflement, de dispersion et d'hydratation. Au niveau de la microstructure, selon Delage et Cui (2000), les argiles sont en général des silicates d'alumine hydratés sous forme de feuillets, composés de l'assemblage de niveaux tétraédrique et octaédrique. Mitchell et Soga (2005) ont souligné qu'à part les phyllosillicates, il existe aussi des argiles non-cristallines comme les allophanes. Deux unités structurales de base pour les minéraux argileux sont celles tétraédrique et octaédrique.

L'unité structurale tétraédrique est un élément de structure formé par quatre ions d'oxygène enfermant en leur centre un ion de silicium. Sa formule s'écrit $(SiO_4)^{4-}$. Schématiquement, une unité est représentée par un tétraèdre (Figure 1-1a). L'épaisseur de la couche est de 0,43 Å (Grim, 1968). La couche tétraédrique est formée par ces unités structurales avec les bases des tétraèdres dans le même plan et les sommets dans le même côté (Figure 1-1a). Le motif unitaire de la couche est $(Si_4O_{10})^{4-}$ et peut être répété infiniment. La neutralité électrique peut être assurée par remplacement des quatre oxygènes par quatre hydroxyles ou par combinaison avec un autre groupe de composition différente qui est chargé positivement.

L'unité structurale octaédrique est un élément de structure formé par six ions, hydroxyliques et/ou d'oxygènes, en coordination octaédrique, enfermant en leur centre un ion

d'aluminium ou de magnésium (Figure 1-1b). Elle est matérialisée par une cavité délimitée entre six sphères jointives de deux couches compactes d'hydroxyles et/ou d'oxygène. Les deux couches d'hydroxyles et/ou d'oxygène se superposent de telle sorte que le triangle équilatéral formé par les centres de trois sphères de l'une ait ses sommets opposés à ceux du triangle de l'autre. L'épaisseur de la couche est de 5,05 Å (Grim, 1968). Si le cation à la coordination octaédrique est trivalent (Al^{3+}), seuls deux tiers des cavités disponibles (sites) sont occupées par les cations, la couche est alors nommée dioctaédrique ou gibbsitique. Dans un autre cas, si le cation octaédrique est divalent (Mg^{2+}), tous les trois sites sont occupés. La structure est alors trioctaédrique ou brucitique.

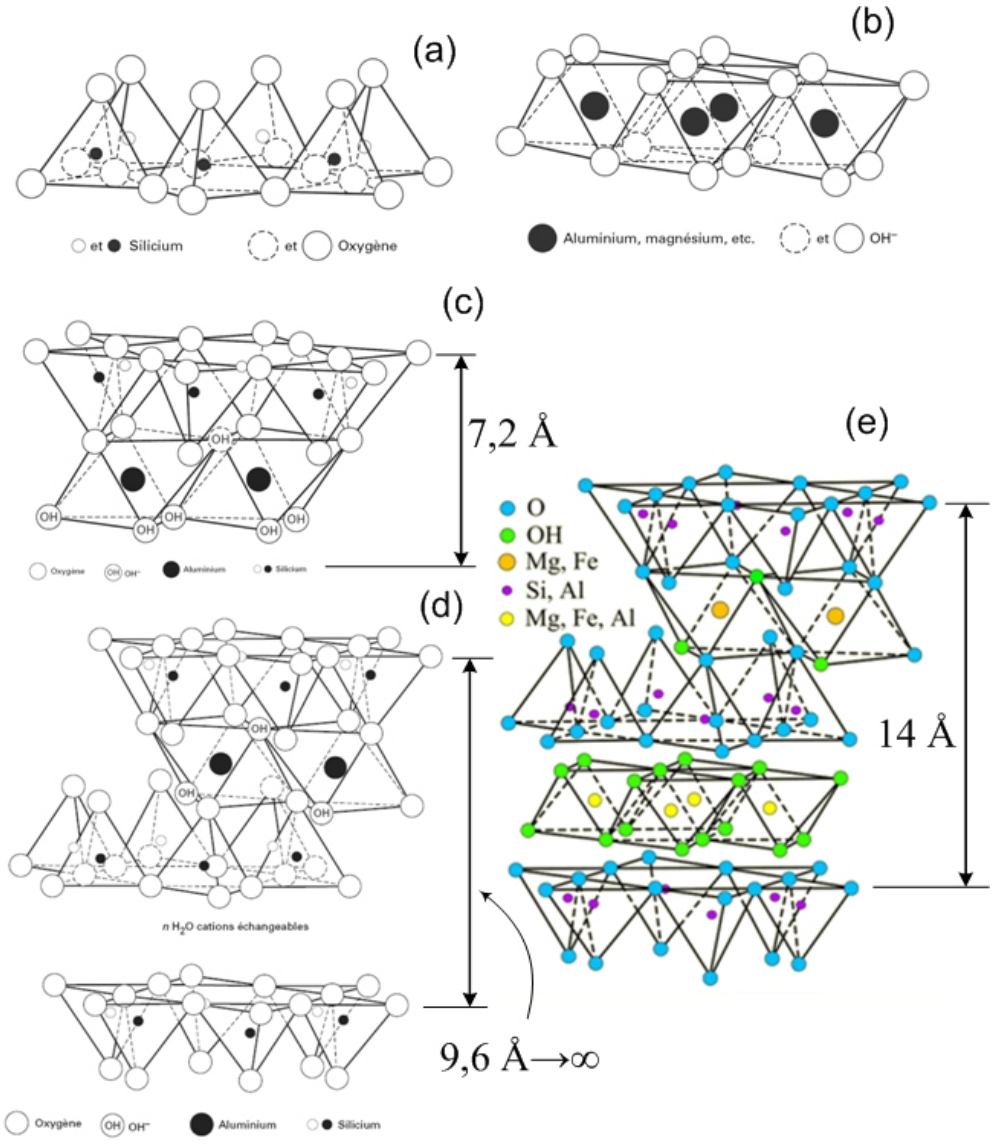


Figure 1-1 : Couches et feuillets d'argile

Les minéraux argileux sont classifiés principalement par (i) le type, dont l'épaisseur, de feuillet qui est formé des couches structurales ; (ii) le mode d'empilement des ces feuillets, *i.e.* la manière de liaison entre les deux feuillets successifs ; et (iii) le type et la quantité des substitutions isomorphiques. Une classification des phyllosilicates proposée par Caillère et Hénin (1963) est présentée sur la Figure 1-2. Les trois groupes principaux son ceux des types 1/1 (à 7 Å), 2/1 (à 10 Å) et 2/1/1 (à 14 Å).

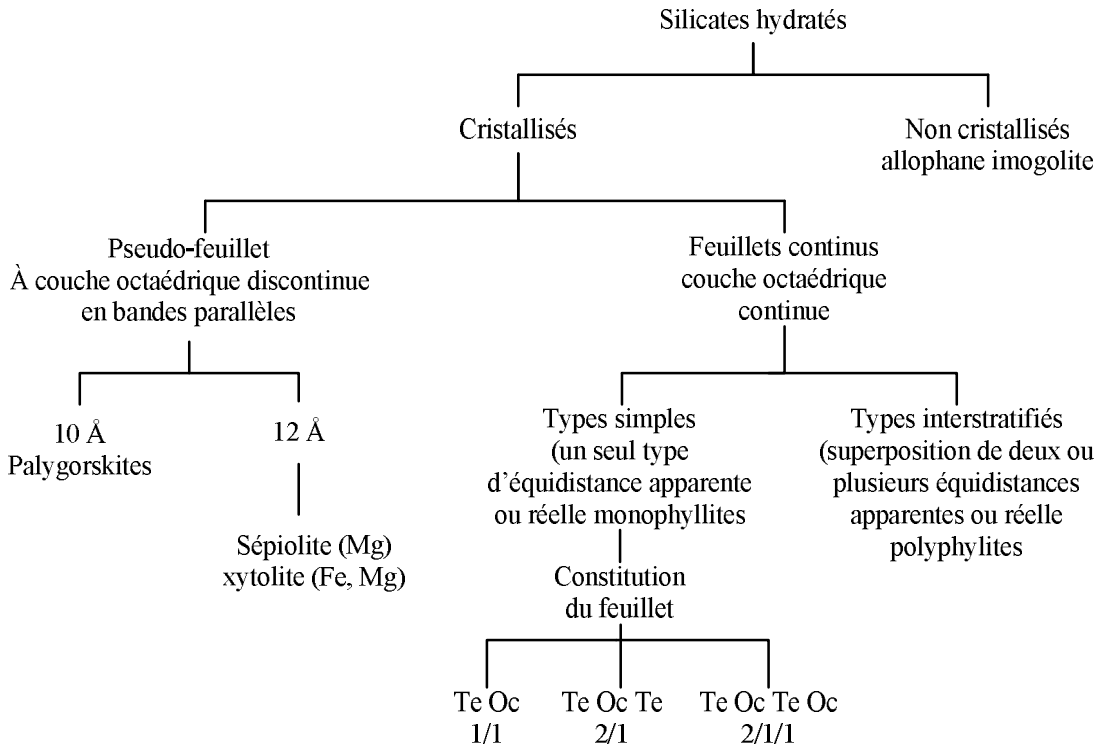


Figure 1-2 : Classification des phyllosilicates (Caillère et Hénin, 1963)

Le feuillet des minéraux du type 1/1 est composé d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique (Figure 1-1c). La liaison interfoliaire de l'empilement est assurée par celles de forces Van der Waals et d'hydrogène qui sont suffisamment fortes pour qu'il n'y ait pas de gonflement interfoliaire en présence d'eau. L'équidistance des feuillets est de 7,2 Å, d'où un autre nom de ce groupe – minéraux à 7 Å. Le minéral type est la kaolinite.

Le feuillet des minéraux du type 2/1 est constitué d'une couche octaédrique insérée entre deux couches tétraédriques (Figure 1-1d). Les sommets des tétraèdres (oxygènes) se dirigent vers le centre du feuillet et sont communs à deux couches tétraédrique et octaédrique. Dépendant de la couche octaédrique gibbsitique ou brucitique, les minéraux types sont

respectivement la montmorillonite et la sapotine. La liaison interfoliaire est assurée par (i) la force de Van der Waals (à la différence de la liaison hydrogène pour les minéraux du type 1/1) à cause de la constitution des bases tétraédriques inférieure et supérieure de la couche octaédrique et (ii) les cations qui équilibrent le déficit électrique dans les feuillets (substitutions isomorphes par cations de valence plus petite). Ainsi, l'équidistance des feuillets pourrait varier de 9,6 Å à une dispersion complète (la limite de liquidité w_L des bentonites peut atteindre 500). Ce groupe est aussi appelé minéraux à 10 Å.

Le feuillet des minéraux du type 2/1/1 est composite, constitué d'un feuillet à 10 Å du type mica (substitutions isomorphes se produisent dans les couches tétraédriques) et d'un feuillet brucitique (Figure 1-1e). L'équidistance des feuillets est de 14 Å, d'où le nom minéraux à 14 Å. Ces derniers sont aussi appelés chlorites. Ils sont subdivisés en 2 sous-groupes : (i) chlorites vraies qui sont caractérisées par une équidistance stable (14 Å) due au fait que la couche brucitique est chargée, résultant des substitutions isomorphes ; et (ii) chlorites gonflantes dont la couche brucitique est neutre, l'équidistance est donc variable due à la compensation de déficit de charges de la couche pseudo mica (à 10 Å) par apport de cations échangeables.

1.1.2. Propriétés physico-chimiques

Les propriétés physico-chimiques principales des argiles sont principalement représentées par les substitutions isomorphes, la capacité d'échange cationique, la surface spécifique et la densité de charge spécifique.

Les substitutions isomorphes dans les minéraux argileux rendent les particules négativement chargés. Pour préserver l'électroneutralité du système, les cations sont attirés vers des espaces interfoliaires ou sur les surfaces et les bords de grains. Plusieurs entre eux sont échangeables puisqu'ils peuvent être remplacés par d'autres cations quand le solvant change de composition chimique. La quantité des cations échangeables est représentée par la capacité d'échange cationique *CEC*, exprimée en meq par 100 g d'argile séchée. La présence de cations à l'origine des substitutions isomorphes est un des facteurs importants contribuant à la liaison interfoliaire dans l'empilement de feuillets.

La surface spécifique S_s des argiles comprend la surface externe interparticulaire et la surface interne correspondant à l'espace interfoliaire. L'augmentation de la surface spécifique

augmente le pouvoir de gonflement. Elle peut être déterminée avec la quantité de bleu méthylène absorbé, c'est-à-dire la VBS du matériau (*c.f.* chapitres 2, 3).

La densité de charge spécifique σ est le rapport entre la capacité d'échange cationique *CEC* et la surface spécifique S_s. La densité de charge spécifique σ mesure l'intensité du potentiel électrique ψ du champ électrique adjacent à la particule d'argile. Il existe deux types de charges : (i) charge permanente ou structurelle liée aux substitutions isomorphes de signe négatif ; et (ii) charge de surface variable selon le *pH* du milieu, liée aux réactions chimiques qui se produisent à la surface et/ou au bord de particule, de signe positif ou négatif. La charge de surface résulte de l'hydrolyse de liens rompus Si-OH et Al-OH à la surface et dépend du *pH* du milieu. En effet, le *pH* du milieu joue un rôle important dans le comportement de suspension argileuse, en particulier pour les kaolinites. Un milieu à faible *pH* favorise l'attraction entre les bords et les surfaces positivement chargés avec les surfaces négativement chargées, ce qui conduit à la floculation. Des dispersions se forment dans des milieux à fort *pH*. Pour les minéraux dont le rapport épaisseur/largeur de particule est faible comme la montmorillonite, la contribution des hydroxyles aux bords est négligeable vis-à-vis de la charge totale de la particule.

Pour le groupe kaolinite, toutes substitutions isomorphes se produisent pratiquement dans la couche tétraédrique. La *CEC* est faible, variant de 3 – 15 meq/100g (Mitchell et Soga, 2005). La surface spécifique est d'environ 15 m^2/g (Eslinger et Pevear, 1988).

Pour le groupe des smectites, des substitutions isomorphes de siliciums dans la couche tétraédrique, et d'aluminiums dans la couche octaédrique par d'autres cations sont extensives. Pour montmorillonite, la *CEC* est très élevée, de 80 – 150 meq/100g. La surface spécifique peut atteindre 800 m^2/g (Eslinger et Pevear, 1988).

Le groupe pseudo-mica est divisé en deux sous-groupes : (i) la muscovite et l'illite présentent une structure tétraédrique - octaédrique gibbsitique - tétraédrique avec substitution de silicium dans la couche tétraédrique par aluminium qui engendre un excès de charge négative compensé par des cations de potassium. Ces cations jouent aussi le rôle de liaison interfoliaire dans l'empilement. Le rayon de cation de potassium, 1.33 Å, est tel qu'il s'adapte justement au rayon de la cavité hexagonale d'oxygène des bases de couche tétraédrique (Figure 1-3a). Ces cations de potassium sont donc non-échangeables. L'équidistance (10 Å) est pratiquement aussi l'épaisseur du feuillet. La *CEC* n'est par conséquent que 10 – 40 meq/100g. La surface spécifique est d'environ 30 m^2/g (Eslinger et

Pevear, 1988) ; (ii) la vermiculite se diffère des précédents par les cations de compensation de déficit de charge et par une double couche de molécules d'eau dans l'espace interfoliaire (Figure 1-3b). L'épaisseur de la couche de molécules d'eau et l'équidistance par conséquent, dépendent des cations de compensation. Pour le cas de magnésium ou de calcium, l'équidistance est de 14 Å. La *CEC* et la surface spécifique sont comparables à celles de la montmorillonite, de l'ordre de 100 – 150 meq/100g et 750 m^2/g respectivement (Eslinger et Pevear, 1988).

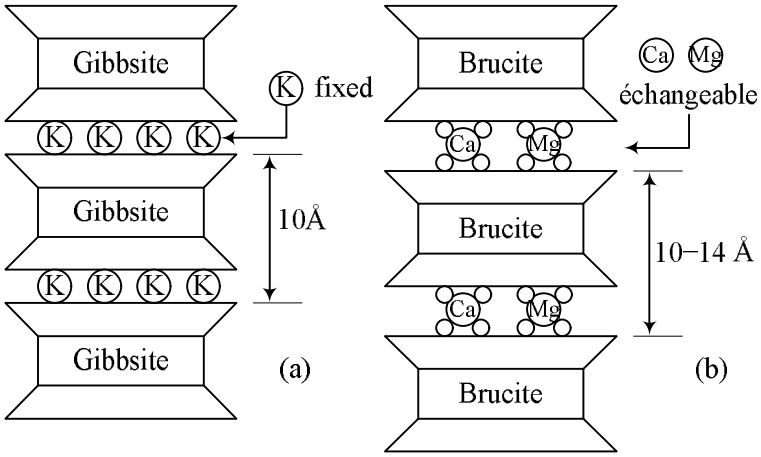


Figure 1-3 : Structure schématisée de (a) muscovite et illite et (b) vermiculite

Pour le groupe chlorite, la *CEC* varie de 10 – 40 meq/100g (Mitchell et Soga, 2005) et la surface spécifique est d'environ 15 m^2/g (Eslinger et Pevear, 1988), comme pour la kaolinite.

1.1.3. Interactions interparticulaires

A l'état sec, les cations adsorbés sont fortement liés aux particules argileuses chargées négativement. Les cations en excès par rapport au besoin pour la neutralisation électronégative des particules argileuses et les anions associés se présentent sous forme de précipitations. Quand l'argile se met dans l'eau, les précipitations vont dans la solution. Comme les cations adsorbés créent une forte concentration dans la zone à proximité de la surface de particules, un gradient va s'établir, et par conséquent, ils vont naturellement avoir tendance à se diffuser dans la solution pour équilibrer la concentration cationique. Pourtant, leur liberté est restreinte par le champ électrique négatif provenant de la surface des

particules. Deux couches se distinguent : l'une négativement chargée à la surface argileuse et l'autre positive de cations d'où la notion de double couche diffuse (Figure 1-4).

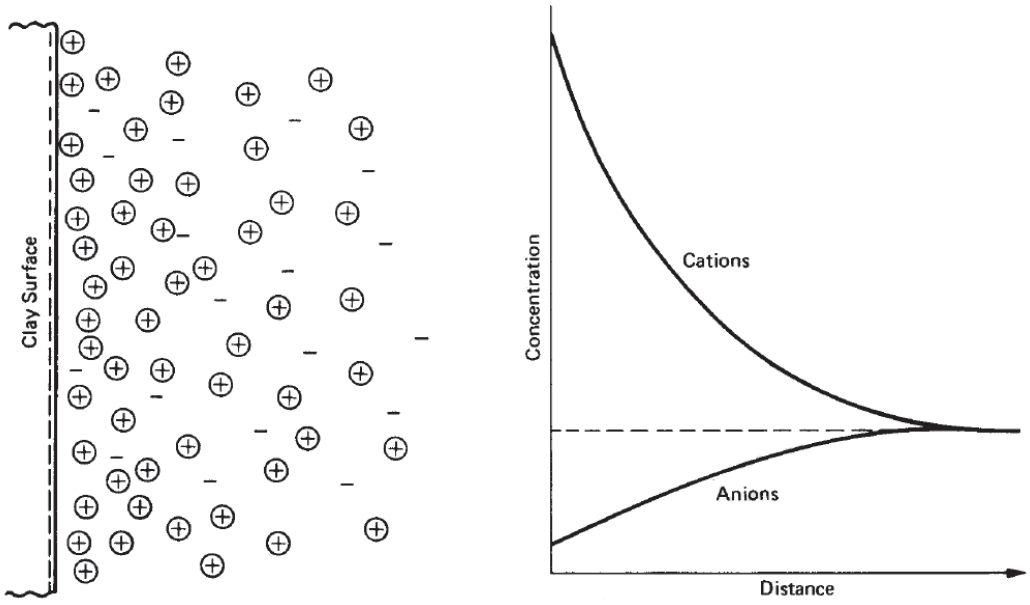


Figure 1-4 : Double couche diffuse singulière (Chapman, 1913; Gouy, 1910)

Pour le cas d'une double couche diffuse singulière, son "épaisseur" – définie comme la distance entre la surface de particule d'argile et le centre de gravité de la distribution de charge dans la couche – est exprimée par Chapman (1913) et Gouy (1910) :

$$\frac{1}{K} = \sqrt{\frac{\varepsilon kT}{2n_0 e^2 \upsilon^2}} \tag{1.1}$$

où ε est la permittivité de l'environnement, $\varepsilon = \varepsilon_0 D$ avec ε_0 la permittivité du vacuum et D la constante diélectrique (ou la permittivité relative) de l'environnement ; k est la constante de Boltzmann ($k = 1{,}38\times10^{-23}$ J/K) ; T est la température thermodynamique ; n_0 est la concentration ionique de référence, prise en un point loin de la surface argileuse ; e est la charge électronique élémentaire ($e = 1.6\times10^{-19}$ C) ; υ est la valence.

Quand les doubles couches diffuses de même signe chevauchent, une énergie répulsive V_R se développe, générant ainsi des forces répulsives.

L'attraction entre les particules est due principalement aux forces de Van der Waals causées par la liaison entre les molécules dipôles fluctuantes. Suivant Casimir et Polder (1948) et Lifshitz (1956), l'énergie attractive entre deux molécules V_A dépendent de leur

distance et de la constante diélectrique du milieu. La dernière dépendance a été vérifiée par les variations de la résistance au cisaillement non-drainée (Ladd et Martin, 1967 ; Moore et Mitchell, 1974) et de l'indice de compression (Chen et al., 2000) pour différentes kaolinites. Les forces de Van der Waals, selon Anandarajah et Chen (1995), Anandarajah et Chen (1997), Chen et Anandarajah (1996), Chen et al. (2000), sont proportionnelles à la constante Hamaker, dont la variation en fonction de la constante diélectrique est montrée sur la Figure 1-5.

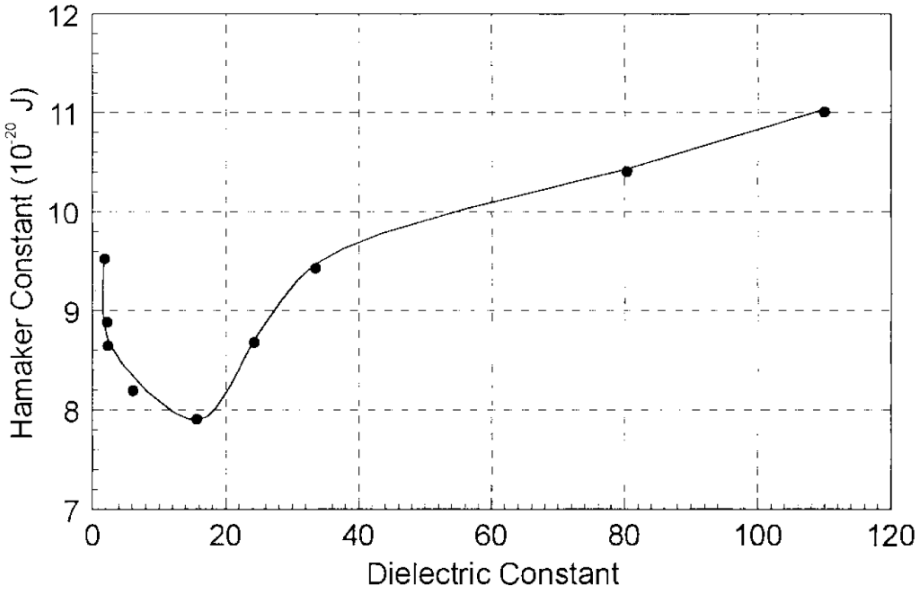


Figure 1-5 : Effet de la constante diélectrique sur la constante Hamaker (Chen et al., 2000)

L'énergie d'interaction interparticulaire est la combinaison de l'énergie de répulsion de la double couche diffuse V_R et celle d'attraction de Van der Waals V_A. Sa variation avec la distance est illustrée sur la Figure 1-6. L'énergie de répulsion est sensible aux changements de concentration ionique, valence cationique, constante diélectrique, température et *pH*, tandis que celle d'attraction varie seulement avec la constante diélectrique et la température. L'allure de la courbe de l'énergie totale décide l'état floculé ou défloculé de la suspension.

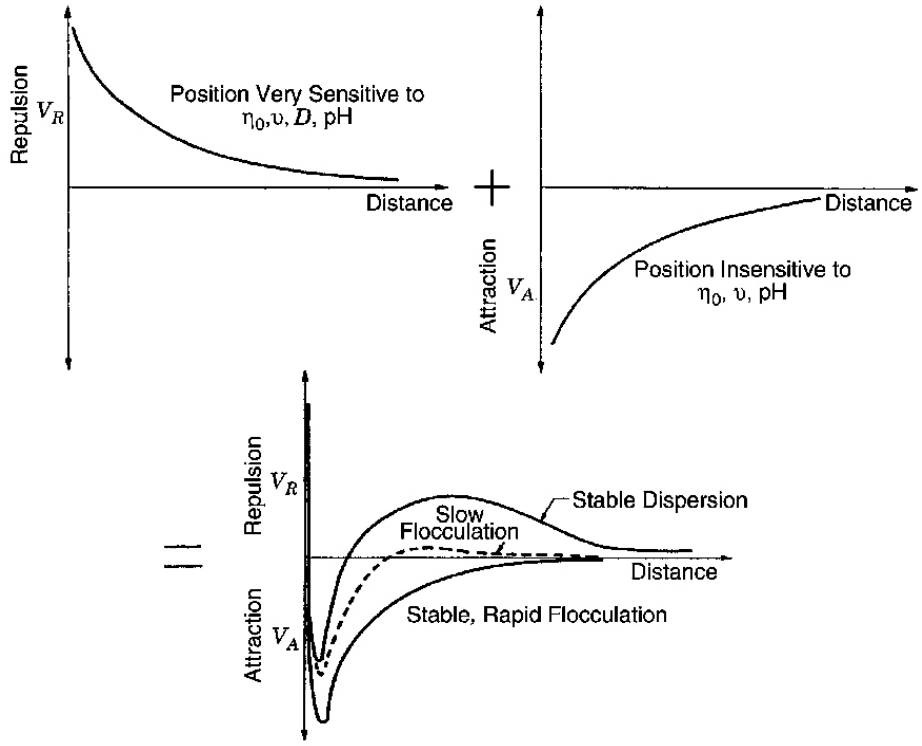


Figure 1-6 : Energies de répulsion, d'attraction et totale de l'interaction entre des particules argileuses en parallèle (Mitchell et Soga, 2005)

1.2. Structure des sols argileux et origines géologiques

1.2.1. Structures des sols argileux

Le terme structure est défini comme la combinaison de la texture, l'organisation des particules et leurs liaisons interparticulaires (Magnan, 2000). La texture comprend l'hétérogénéité, la stratification, la distribution de particules et les fissures (Coop et al., 1995). Les forces interparticulaires comprennent non seulement le frottement (Lambe et Whitman, 1969) mais aussi d'autres forces reliant les particules, en particulier la cimentation par carbonates.

Leroueil et al. (1984) ont divisé les états de structure des argiles en quatre groupes : (i) état intact qui se trouve dans les sédiments naturels en conséquence de complexes événements géologiques ; (ii) état déstructuré, observé quand une argile initialement intacte subit des déformations volumétriques et/ou déviatoriques de telle magnitude que la structure originale se rompt ; (iii) état remoulé, obtenu quand une énergie mécanique suffisamment

importante est transmise dans la masse d'argile pour diminuer sa résistance au minimum ; et (iv) état resédimenté, atteint par déposition de particules argileux initialement remoulés et mélangés à une boue et puis consolidés par le poids propre de la colonne de sol. Burland (1990) a complété avec un cinquième, l'état reconstitué, qui est préparé à partir d'une teneur en eau entre w_L et 1,25w_L.

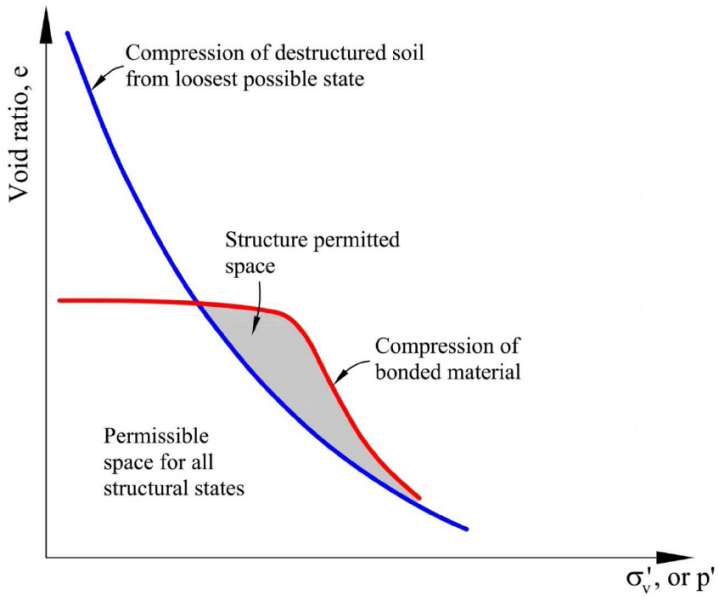


Figure 1-7 : États déstructurés possibles (Leroueil et Vaughan, 1990)

Leroueil et al. (1984) a considéré l'état de structure comme une caractéristique du sol qui est le résultat de tous les processus auxquels le sol est soumis, et c'est pourquoi, tous les sols ont une "structure", y compris les sols resédimentés. Fearon et Coop (2000) ont trouvé que la reconstitution élimine la macro-structure du sol mais pas nécessairement tous les éléments de sa microstructure. L'état de structure reconstitué correspond donc à de telle texture avec une liaison interparticulaire stable, *i.e.* une liaison qui ne change pas sous grandes déformations (Baudet et Stallebrass, 2004 ; Cotecchia, 1996). Burland (1990) a ainsi défini les propriétés d'un sol reconstitué comme intrinsèques puisqu'elles se réfèrent aux propriétés inhérentes du matériau. L'état reconstitué peut être considéré comme l'état du sol complètement remoulé, et donc comme une référence pour définir le degré de structure des sols naturels. Pour les états déstructurés, Leroueil et Vaughan (1990) ont proposé un "espace de structure possible", état le plus lâche délimité par la courbe de compression de sol intact et état le plus dense correspondant à celle du sol reconstitué (Figure 1-7).

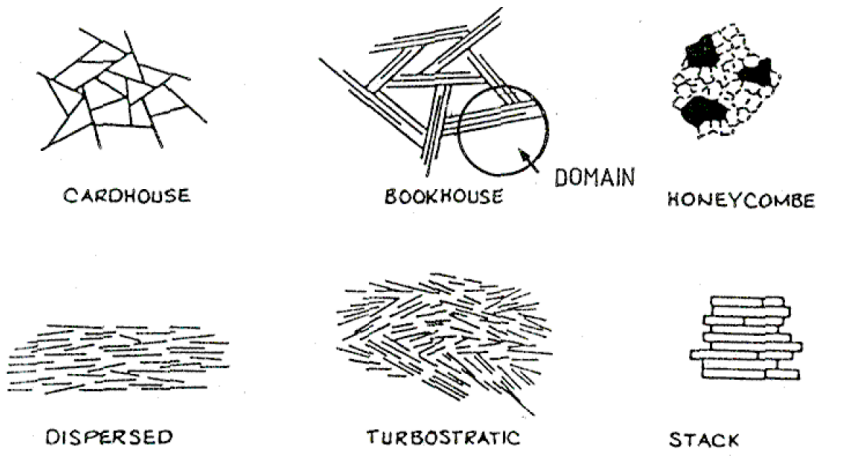


Figure 1-8 : Classification des textures (Sides et Barden, 1970)

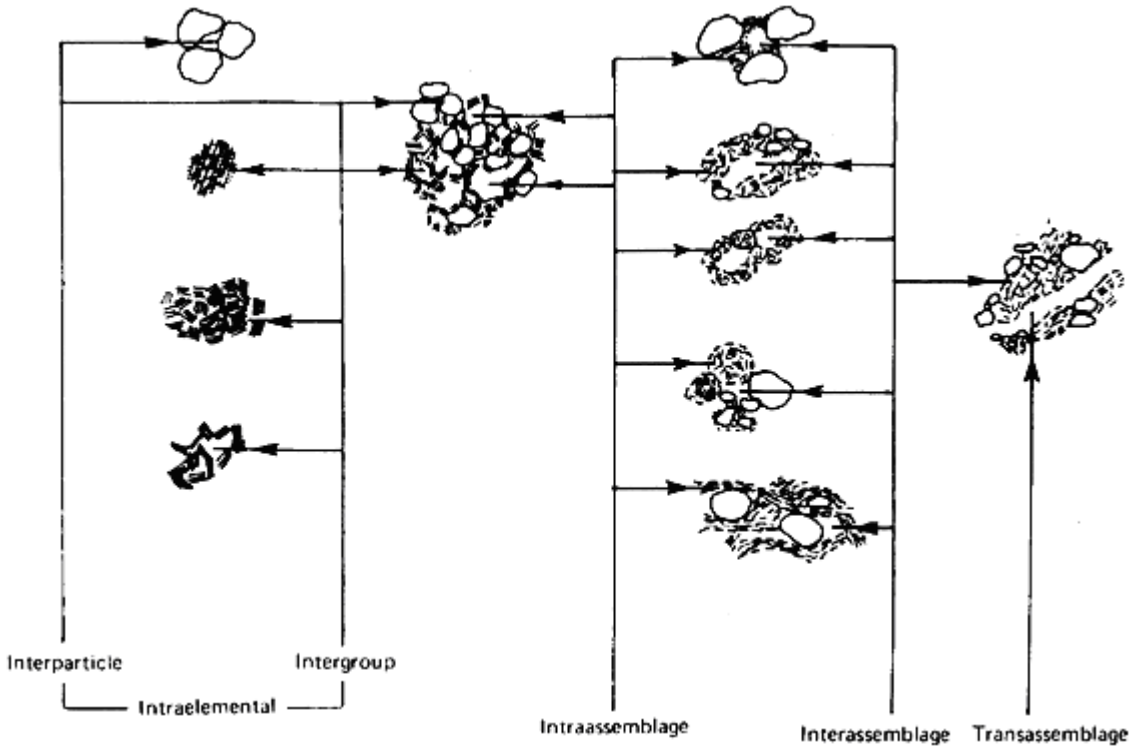


Figure 1-9 : Schéma des types de pore (Collins et McGown, 1974)

Van Olphen (1977) a identifié quatre types de texture de base à partir desquels se forment toutes les différentes textures pour les argiles : (i) agrégée (liaison face-à-face) ; (ii) dispersée (non liaison face-à-face) ; (iii) floculée (liaison bord-à-face ou bord-à-bord des agrégats) et (iv) défloculée (pas de liaison entre les agrégats). Il y a alors des types de texture de base opposés : agrégée − dispersée et floculée − défloculée. Il y a aussi les combinaisons entre ces deux groupes. Ainsi, une texture en “château de cartes”, déposée en milieu non

salin, est bord-à-face floculée et dispersée ; une structure en “paquet de cartes”, qui est un agrégat de feuillets argileux, peut être bord-à-face floculée en “château de paquet” ou encore face-à-face agrégée en “turbostratifiée” (Figure 1-8). Le regroupement de ces particules et agrégats forme un assemblage. Ces différents niveaux de microstructure, selon Collins et McGown (1974) forment différents types de pores (Figure 1-9).

La liaison interparticulaire, selon Gasparre (2005), est la combinaison de toutes les forces électrostatiques, électromagnétique, de Van der Waals et la cimentation en carbonates. En général, tous les facteurs agissant pour tenir les particules ensemble sont concernés. La cimentation pourrait être considérée comme l’élément le plus important contribuant aux liaisons interparticulaires, et par conséquent, à la fragilité des sols. Elle est souvent mesurée en pourcentage équivalent de $CaCO_3$ (*c.f.* chapitre 2).

1.2.2. Origines géologiques

La structure des argiles est un équilibre physico-chimique et mécanique entre les particules elles-mêmes et avec les facteurs extérieurs. Pour les sols naturels, cet équilibre se développe pendant toute leur vie géologique, dépendant de la minéralogie, du type de dépôt, de la nature chimique du milieu de dépôt et son évaluation dans l’échelle de temps géologique, de la température et des événements géologiques (Mitchell et Soga, 2005). La variation d’un de ces facteurs extérieurs ou le développement des phénomènes physico-chimiques à l’intérieur de sédiments, amorçe le déséquilibre et pourrait causer des modifications importantes de la texture et de la liaison interparticulaire.

Chandler (2000), à l’égard de la structure intacte et donc les propriétés géotechniques actuelles des sols argileux sédimentaires, a simplifié les événements géologiques par un “cycle géotechnique” (Figure 1-10). Notons que selon Skempton (1970), la consolidation liée à tous les processus provoque la transformation progressive d’un sédiment argileux à partir d’une boue jusqu’à une argile et finalement à une roche sédimentaire ou un schiste. Ces processus comprennent la liaison interparticulaire, la dessiccation, la cimentation et surtout la dissipation de la pression interstitielle. Cette dernière composante est la compaction gravitationnelle qui domine dans les argiles à un tel degré que la consolidation et la compaction sont presque des termes synonymes à présent.

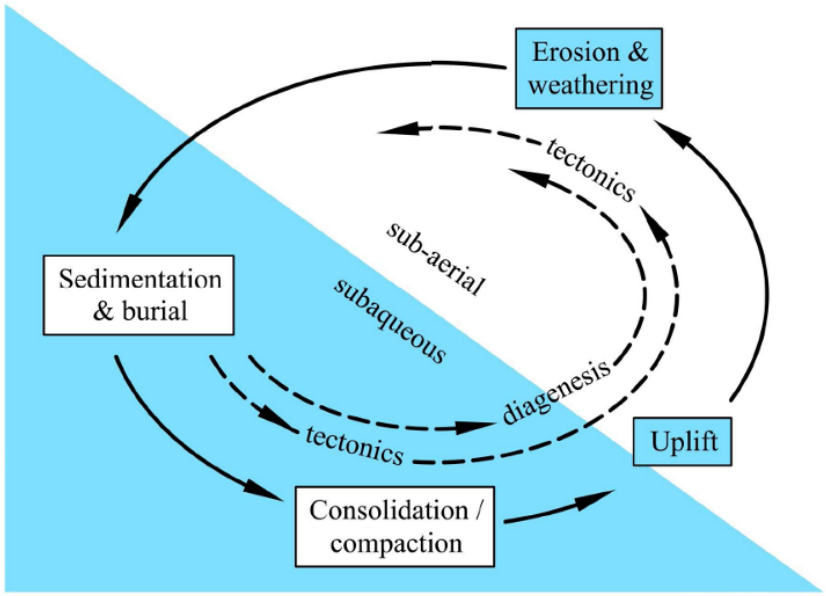


Figure 1-10 : Cycle géotechnique (Chandler, 2000)

Au cours de ce cycle géotechnique, de nombreux événements géologiques peuvent intervenir et affecter la structure et la nature du sol. Ainsi, Burland (1990), Chandler (2000) et Chandler (2010) ont montré que l'Argile de Boom (Mol, Belgique) et l'argile de Londres (Ashford Common, Grande Bretagne−GB) possèdent des limites élastiques σ_y bien plus élevée que les contraintes verticales maximales appliquées pendant l'histoire géologique, *i.e.* les contraintes de pré-consolidation σ_p.

La dégradation de la structure des argiles exposées aux altérations par déstructuration de liaison interparticulaire a été mise en évidence par Bjerrum (1967a) sur une argile normalement consolidée norvégienne, par Chandler (1972) sur l'argile jurassique de Lias (un schiste argileux sur quatre sites en GB), par Chandler et Apted (1988) sur l'argile de Londres (Essex, GB) et par Cafaro et Cotecchia (2001) et Cafaro et al. (2000) sur l'argile pléistocène Pappadai (Montemesola, Italie). Une conséquence de l'altération reconnaissable à l'œil nu est le changement de couleur dû à l'oxydation, comme du bleu-gris au brun pour l'argile de Londres ou du gris au jaune pour l'argile Pappadai. Au niveau de la structure, les altérations sont à l'origine de l'affaiblissement de la liaison interparticulaire caractérisée par la perte de carbonates (l'argile de Londres) et de la modification de la texture caractérisée par une réorientation de particules plus aléatoire (l'argile Pappadai). Au niveau des propriétés géotechniques, ces modifications de structure pour l'argile Pappadai se traduisent par une diminution de la limite élastique et donc une contraction de la surface d'état.

1.3. Comportement mécanique

1.3.1. Elasticité

Dans la zone de petite déformation, de l'ordre de 0,006 % pour les sols naturels, structurés ou légèrement cimentés (Cuccovillo et Coop, 1997 ; Jardine, 1995 ; Rolo, 2003), le comportement des sols peuvent être considéré comme purement élastique. La taille de cette zone dépend évidemment du degré de structure, de la cimentation et aussi de la vitesse de chargement. Dans cette zone, la loi de Hooke s'applique.

En général, les sols naturels sont orthotropes de révolution. Les cinq paramètres de l'élasticité orthotrope sont : (i) E_v : module d'Young dans la direction verticale ; (ii) E_h : module d'Young dans la direction horizontale ; (iii) ν_{hh} : coefficient de Poisson pour la déformation horizontale due à l'autre déformation horizontale ; (iv) ν_{hv} : coefficient de Poisson pour la déformation verticale due à une déformation horizontale ; (v) G_{vh} : module de cisaillement dans le plan vertical.

Dans les conditions d'un essai triaxial de révolution, les équations de l'élasticité orthotrope sont simplifiées comme :

$$\begin{bmatrix} \delta\varepsilon_a \\ \delta\varepsilon_r \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_v} & \frac{-2\nu_{hv}}{E_v} \\ \frac{-\nu_{hv}}{E_v} & \frac{1-\nu_{hh}}{E_h} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta\sigma'_a \\ \delta\sigma'_r \end{bmatrix} \tag{1.2}$$

1.3.2. Limite élastique et surface de charge

Comme mentionnées précédemment, les argiles naturelles peuvent supporter des contraintes substantiellement plus importantes que les argiles reconstituées pour un même index des vides I_v grâce à leurs structures qu'elles ont développées pendant leur longue vie à l'échelle géologique. Cette structure est supposée de rester "intacte" dans le domaine élastique où les déformations sont pratiquement engendrées par la compression ou le rebondissement des grains et de leurs contacts (correspondant à la pente de déchargement – rechargement κ ou C_s). Elle se dégrade graduellement une fois en dehors de la zone élastique, quand la limite élastique σ_y est dépassée. On entre alors dans la zone plastique avec des

déformations plastiques (correspondant à la pente λ ou C_c), conséquence de la déstructuration de l'arrangement plus ou moins ouvert de particules et de leurs liaisons (*c.f.* paragraphe 1.3.3.5). La limite élastique est donc une indicatrice de la discontinuité sur la relation contrainte – déformation.

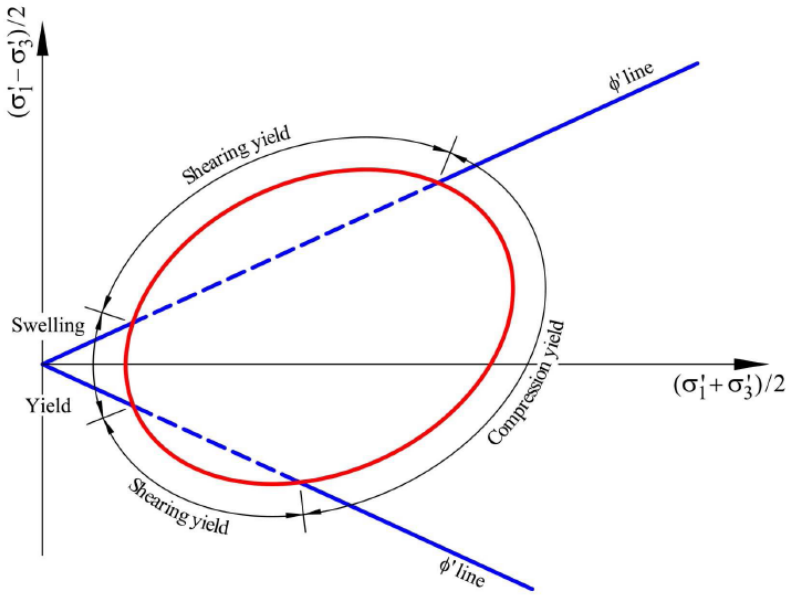


Figure 1-11 : Surface de charge et son évolution (Leroueil et Vaughan, 1990)

De plus, selon Bjerrum (1967b), l'état de structure intacte est lié à la contrainte *in situ*, et une partie de l'énergie fournie par ces contraintes (due à des événements géologiques par exemple) est accumulée dans les liaisons interparticulaires diagénétiques. Une fois la limite élastique dépassée, cette énergie pourrait être relâchée, conduisant à de grandes déformations.

L'ensemble des limites élastiques sous différents chemins de chargement forme la surface de charge (Figure 1-11). Cette surface est montrée inclinée suivant le chemin K_0 pour les sols anisotropes dans le plans $s' - t$ où $s' = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2$ et $t = (\sigma'_v - \sigma'_h)/2$ (Graham et al., 1988 ; Leroueil et Vaughan, 1990). Les chemins de chargement entraînant l'état d'un sol à sa surface de charge (initiale) et engendrant des plastifications pourraient être en compression, cisaillement et gonflement (Figure 1-11).

La définition de la limite élastique σ_y des sols montre qu'il existe une région de transition entre la partie élastique et la partie plastique dont la taille varie avec la

microstructure de sol. En examinant graphiquement les courbes de compression œdométrique de l'argile Winnipeg T309, Graham et al. (1988) ont montré que pour les échantillons reconstitués, la transition est assez étroite et pourrait être considérée schématiquement par un seul point B (Figure 1-12a), tandis que celle pour les échantillons intacts est le segment B_1-B_2 (Figure 1-12b). Le changement de pente au point B_1 pourrait être la raison pour le choix du "point de courbure maximale" dans la méthode de Cassagrand pour la détermination de σ_y. Les auteurs ont préconisé aussi d'utiliser la déformation naturelle ($\Sigma(\Delta H_i/H_i)$) au lieu de la déformation conventionnelle ($\Sigma(\Delta H_i)/H_0$) pour construire les courbes de compression œdométrique. Butterfield (1979) a proposé, pour la détermination de σ_y des argiles molles, de tracer ces courbes dans le plan $\log v - \log \sigma'_v$ où v est le volume spécifique.

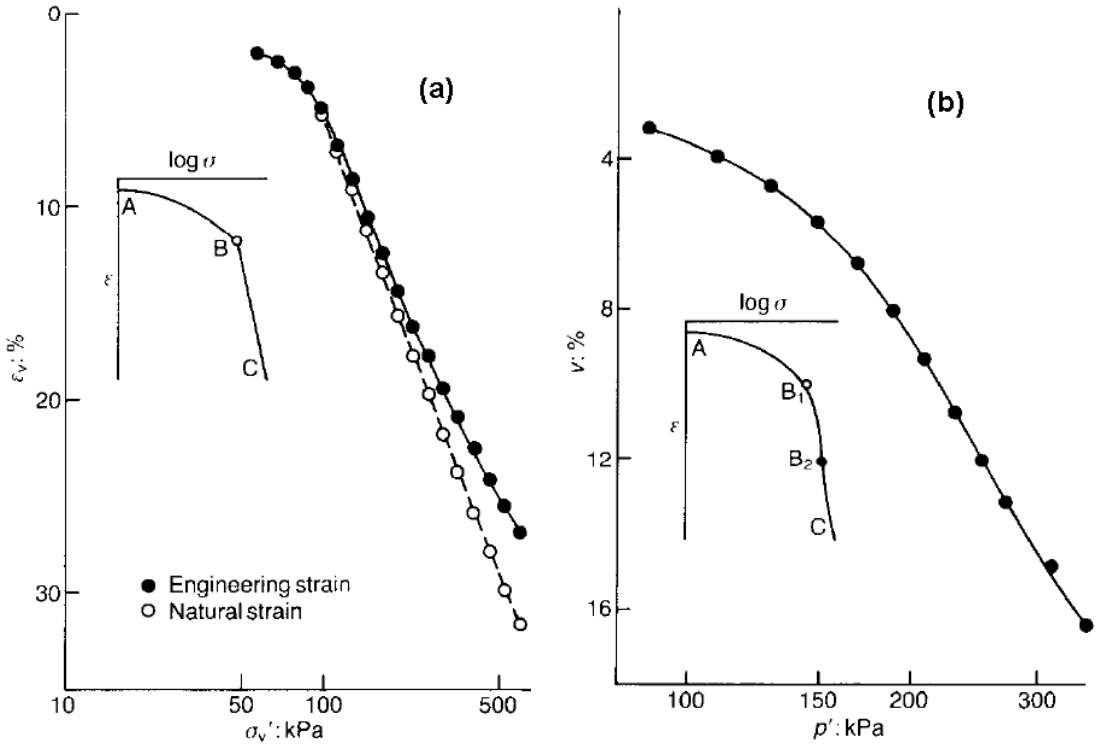


Figure 1-12 : Transition élasticité−plasticité de l'argile Winnepeg T309, (a) : sol reconstitué ; (b) : sol naturel (Graham et al., 1988)

Alternativement, Houlsby (1979), Houlsby (1997) et Romero (1999) ont utilisé la variation du travail accumulé W d'une unité volumique du sol saturé en fonction de la contrainte effective pour déterminer la limite élastique. La limite élastique est l'abscisse de l'intersection des droites d'extrapolation des courbes de W pour les zones élastique et

plastique. Dans le cas d'un chargement à l'œdomètre, le travail δW et travail accumulé W d'une unité volumique de sol saturé sont respectivement déterminés par :

$$\delta W = \left(\sigma_v - u_w\right)\delta\varepsilon_v \tag{1.3}$$

$$W = \sum\left(\sigma_v - u_w\right)\delta\varepsilon_v \tag{1.4}$$

Pour certaines argiles molles et/ou rapides et/ou cimentées : l'argile Leda (Mitchell, 1970), quelques argiles cimentées (Sangrey, 1972), l'argile de Belfast (Crooks et Graham, 1976 ; Tavenas et Leroueil, 1977), l'argile suédoise (Larsson, 1981), l'argile molle organique à Cubzac-les-Ponts (Magnan et al., 1982), la limite élastique σ_y est plus ou moins facile à déterminer avec des méthodes citées ci-dessus.

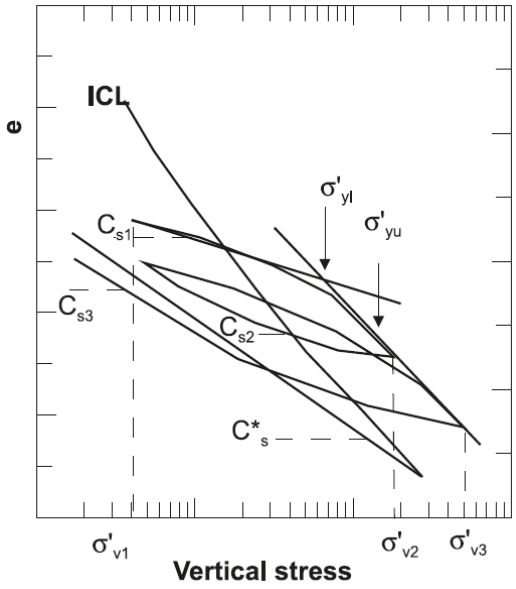


Figure 1-13 : Identification de la gamme des limites élastiques (Gasparre et Coop, 2008)

En revanche, les argiles raides et les argilites se compriment plus progressivement et il est nécessaire d'appliquer des contraintes très importantes pour dépasser la limite élastique. C'est le cas des argiles de Todi, de Pietrafitta, de Vallerica et de la marne Corinth (Anagnostopoulos et al., 1991; Burland et al., 1996), de l'argile de Londres à l'aéroport Heathrow (Gasparre et Coop, 2008), de l'Argile de Boom à Mol en Belgique (Deng et al., 2011a), de l'argilite Callovo-Oxfordienne à Meuse/Haute-Marne en France (Mohajerani et al., 2011) et de l'argilite Opalinus en Suisse (Delage, 2010). De plus, pour des sols avec de grandes fractions d'argiles et d'argiles gonflantes, le gonflement à de faibles contraintes

pendant le déchargement est souvent non- linéaire. La pente de déchargement – rechargement (pente κ ou C_s) est donc difficile à déterminer.

Graham et al. (1988) et Hight et al. (1992) ont proposé, au lieu d'une seule valeur de limite élastique σ_y, une gamme de valeurs pour la limite élastique qui désigne l'état de contraintes (i) en dehors de la zone élastique dans lequel la rigidité du sol diminue considérablement à cause de l'apparition des déformation plastiques, et (ii) au-delà duquel, la déformation plastique devient importante et stable, autrement dit, l'état du sol se trouve sur la pente λ dans le plan e-logσ_v. Gasparre et Coop (2008) a précisé que la limite inférieure σ_{yl} de cette gamme est celle déterminée par la méthode de Cassagrande, et la limite supérieure σ_{yu} correspond à l'apparition de la vitesse maximale de déformation volumique, ou le début de la pente de compression vierge λ (Figure 1-13).

Le terme "contrainte de pré-consolidation" σ_p d'un sol, qui est très souvent confondu avec la limite élastique σ_y, est maintenant réservé seulement, comme dans la recommandation de Burland (1990) et Cotecchia et Chandler (2000), à la contrainte maximale dans son histoire de chargement (déchargement mécanique ou événement géologique de décharge dû, par exemple, à l'érosion ou la remontée de la nappe phréatique). La limite élastique implique, en revanche, tous d'autres événements tels que la diagenèse, le fluage, *etc.* : $\sigma_p \leq \sigma_y$. Systématiquement, on distingue *OCR* et *YSR*, rapports de la contrainte de pré-consolidation σ_p et de la limite élastique σ_y à la contrainte *in situ* verticale effective σ'_{v0}, respectivement : $OCR \leq YSR$.

1.3.3. Compression, structure et sensibilité

L'influence de la structure sur la compressibilité des sols naturels a été identifiée pour la première fois par Terzaghi (1941). Skempton (1970) a regroupé une série de courbes reliant les états *in situ* d'un grand nombre d'argiles normalement consolidées (NC), allant de la boue déposée récemment jusqu'à des argiles situées à 3000 m de profondeur (Figure 1-14). Ces courbes sont appelées, selon Terzaghi (1941), courbes de compression sédimentaire (SCC). Skempton a montré que les positions de différentes SCC dépendent, *inter alia*, de leur limite de liquidité w_L : plus la w_L est grande, plus SCC se trouve vers la droite dans le plan des SCC. En exprimant la teneur en eau en l'indice de liquidité, $I_L = (w_0 - w_P)/I_P$, Skempton (1970) a observé que ces courbes se convergent vers une bande étroite.

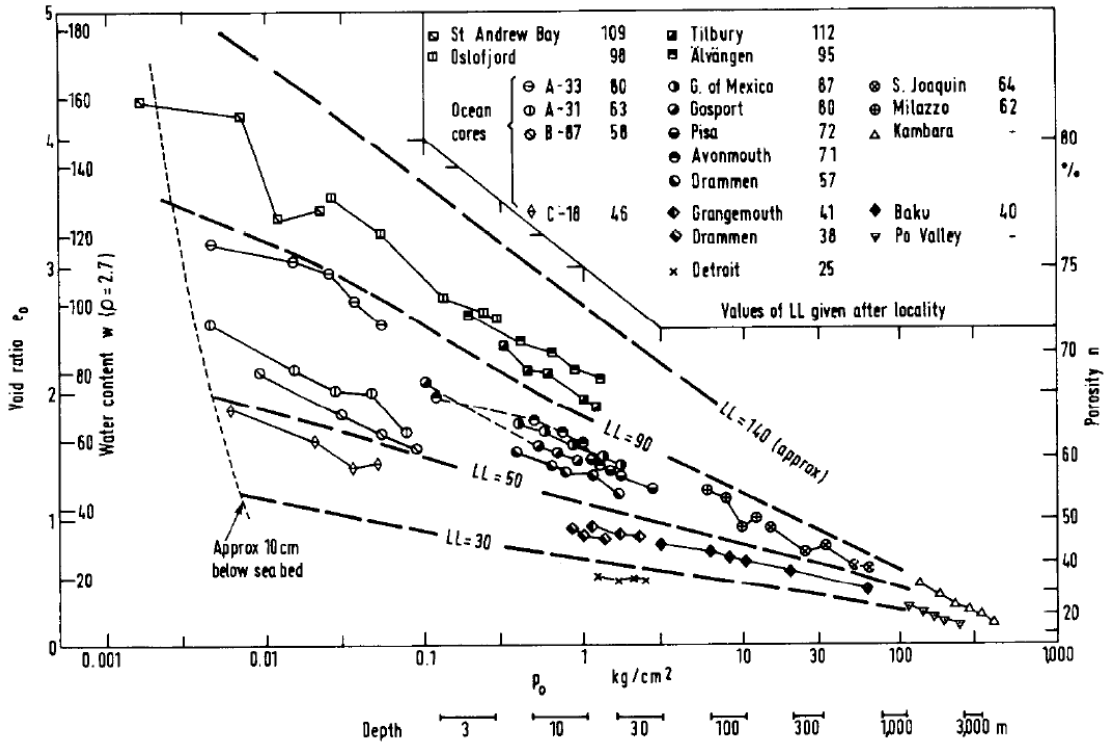


Figure 1-14 : Courbes de compression sédimentaire (SCC) des argiles NC (Skempton, 1970)

1.3.3.1. Lignes de compression intrinsèque et sédimentaire

Comme présentée dans le paragraphe 1.2, la structure intacte des sols naturels se développe pendant une très longue période géologique. Une excellente idée pour identifier une telle structure est de mettre les SCC dans un même plan avec la courbe de compression de ce même sol à l'état reconstitué où l'histoire géologique est "totalement" effacée (Burland, 1990). Les propriétés des sols reconstitués sont donc considérées comme "intrinsèques" car celles-ci dépendent seulement de la minéralogie et de la granulométrie, distinctes des propriétés des sols naturels qui dépendent de leurs structures respectives en plus.

Comme la position des courbes de compression œdométrique des argiles reconstituées ne dépend que de la plasticité du sol, l'auteur a introduit l'index des vides I_v pour normaliser ces courbes :

$$I_v = \frac{e - e^*_{100}}{e^*_{100} - e^*_{1000}} = \frac{e - e^*_{100}}{C^*_c} \tag{1.5}$$

où e est l'indice des vides ; e^*_{100} est e^*_{1000} sont les indices des vides à 100 kPa et 1000 kPa de contrainte verticale effective respectivement pour le sol reconstitué NC ; et $C^*_c = e^*_{100} - e^*_{1000}$

est l'indice de compression intrinsèque. Le symbole "étoile" dans cette étude indique les paramètres intrinsèques du sol. Cette normalisation définit une ligne unique dans le plan I_v – $\log\sigma_v$ pour les courbes de compression des sols reconstitués (Figure 1-15), la ligne de compression intrinsèque (ICL).

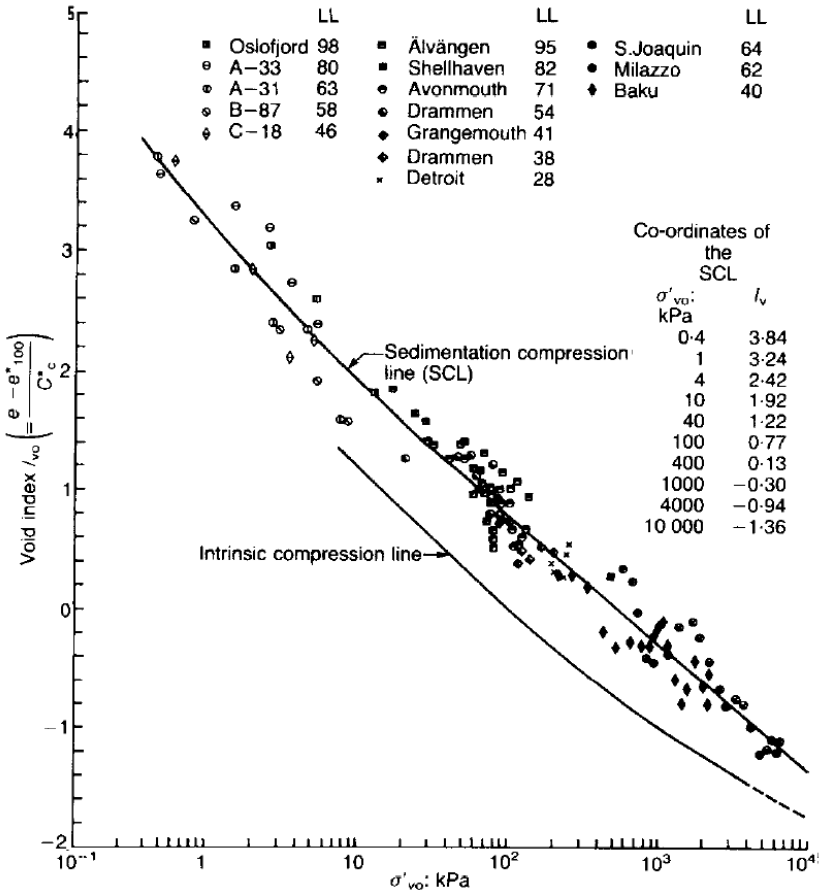


Figure 1-15 : Lignes de compression sédimentaire (SCL) et intrinsèque (ICL) (Burland, 1990)

Une équation empirique cubique de l'ICL a été proposée, initialement par Burland (1990) pour la gamme de contraintes de 10 kPa à 4 MPa, et modifiée ensuite par Chandler (2000) pour étendre la gamme de contraintes jusqu'à 40 MPa :

$$I_v = 2,6 - 1,475x + 0.075x^2 + 0,0055x^3 \qquad (1.6)$$

où x = $\log\sigma_v$ avec σ_v en kPa. Les paramètres e^*_{100} et C^*_c peuvent être déterminées empiriquement à partir de l'indice des vides à la limite de liquidité e_L suivant Burland (1990) et Chandler (2000) :

$$e^*_{100} = 0{,}109 + 0{,}679e_L - 0{,}089e_L^2 + 0{,}016e_L^3 \quad (1.7)$$

$$e^*_{100} = 0{,}114 + 0{,}518e_L \quad (1.8)$$

$$C^*_c = 0{,}256e_L - 0.04 \quad (1.9)$$

Ces formules sont applicables à condition que les limites d'Atterberg soient situées au dessus de la ligne A dans le plan de plasticité de Casagrande. Pour e^*_{100}, la formule (1.7) est valable surtout pour les sols dont la limite de liquidité w_L est entre 25–160. Avec w_L au-delà de 170, la formule (1.8) est recommandée Chandler (2000).

En révisant les données de Skempton (1970) avec le paramètre I_v, Burland (1990) a observé que les SCCs se trouvent dans une bande étroite au dessus et à droite de ICL. Une ligne régressive a été déduite – ligne de compression sédimentaire (SCL). Elle est pratiquement parallèle à l'ICL sous des contraintes inférieures à 1000 kPa. Notons bien que le terme SCC se réfère à la compression sédimentaire de chaque argile individuelle, tandis que SCL est une ligne moyenne régressive "imaginaire" pour les sédiments marins argileux. À un index des vides donné, la contrainte supportée par un sol naturel est approximativement cinq fois supérieure à celle par ce sol à l'état reconstitué, ce qui montre l'effet de la texture et de la liaison interparticulaire (la structure). Au-delà de 1000 kPa, les deux lignes ont tendance à se converger.

Le système des lignes ICL et SCL dans le plan $I_v - \sigma'_{v0}$ donnent une bonne référence pour avoir une première estimation du type de sol et pour interpréter l'effet de la structure sur le comportement mécanique. Ce système est aussi un bon cadre pour définir la relation entre l'histoire géologique, *i.e.* les conditions de dépôt et de post-sédimentation, et les caractéristiques géotechniques du sol.

1.3.3.2. Sensibilité

La "sensibilité" a été définie comme la perte de résistance au cisaillement non-drainée d'une argile naturelle quand elle est remoulée (Terzaghi, 1943). Une théorie de la sensibilité des argiles plus générale avec des définitions plus rigoureuses a été proposée par Chandler (2000), Chandler (2010) et Cotecchia et Chandler (2000). Ces auteurs ont proposé la ligne de résistance au cisaillement non-drainé des sols reconstitués – IS_UL qui est équivalente à ICL. Deux définitions de la sensibilité ont été données : sensibilité de contrainte $S_\sigma = \sigma_y/\sigma^*_{ve}$

(Figure 1-16a) et sensibilité de résistance $S_t = S_u/S^*_u$ (Figure 1-16b). Chandler (2000) a observé que S_σ et S_t sont comparables.

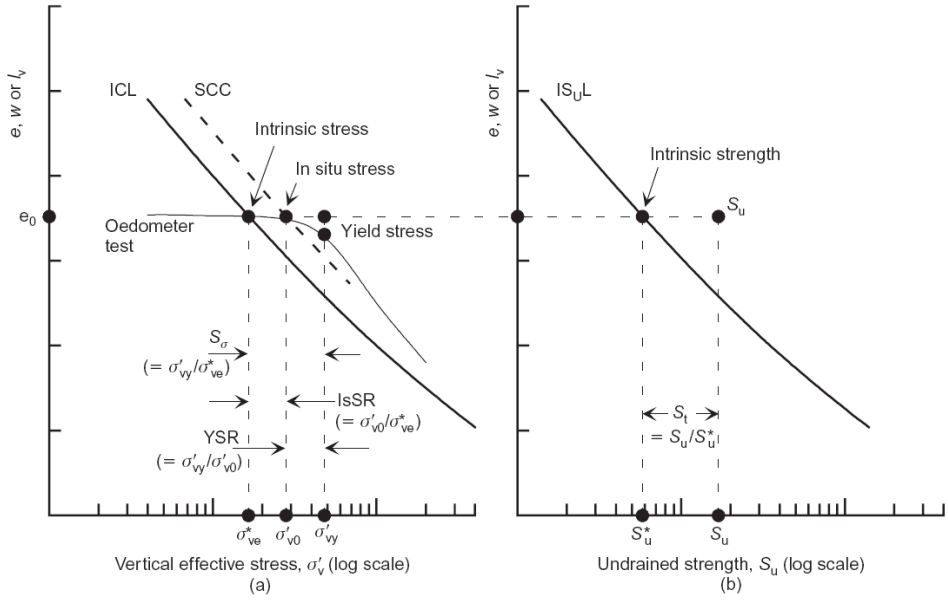


Figure 1-16 : Sensibilité en contrainte (a) et en résistance (b) (Chandler, 2000)

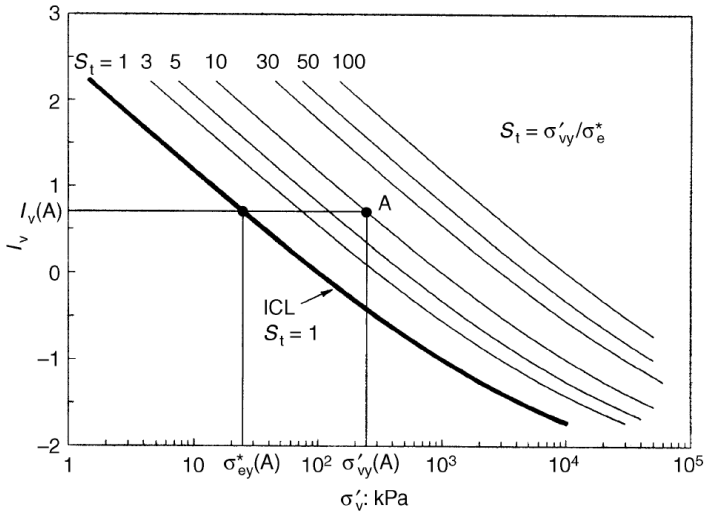


Figure 1-17 : SCC en fonction de la sensibilité (Cotecchia et Chandler, 2000)

En combinant les lignes de références ICL, SCL (*c.f.* paragraphe 1.3.3.1) et la théorie de sensibilité, Cotecchia et Chandler (2000) ont schématisé les courbes de compression sédimentaire SCC comme le montre la Figure 1-17. Par définition, la sensibilité des argiles reconstituées est égale à l'unité et celle des argiles naturelles est supérieure à l'unité. Les sols

de même sensibilité ont la même SCC. Les différentes SCC sont pratiquement parallèles. En fait, les SCCs des sols analysés par Burland (1990) et Skempton (1970) se trouvent dans une bande étroite avec S_t variant de 1 à 10. La ligne de régression SCL proposée par Burland (1990) correspond à S_t = 5. En se basant sur ce système, Chandler (2010) a proposé une classification préliminaire des argiles comme illustré sur la Figure 1-18.

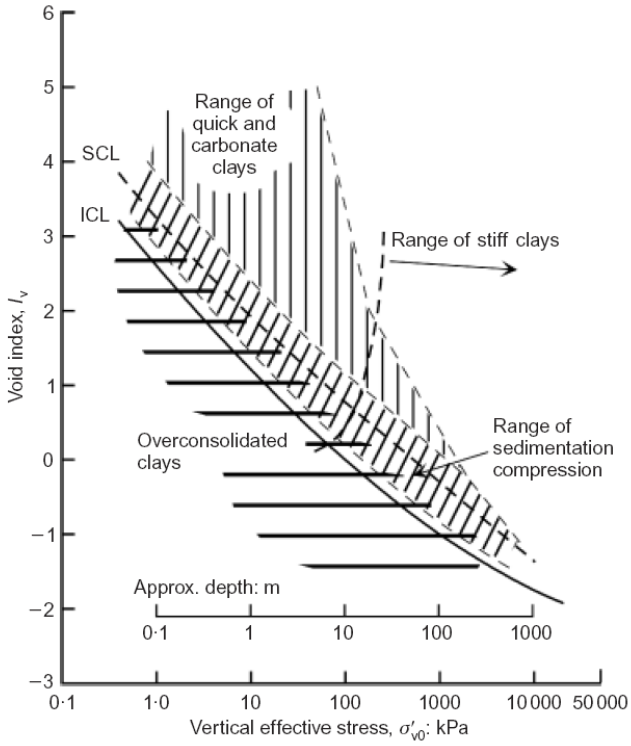


Figure 1-18 : Etats *in situ* et origines géologiques (Chandler, 2010)

1.3.3.3. Structure sédimentaire et post-sédimentaire

Cotecchia et Chandler (2000) ont regroupé les diverses structures des sols naturels résultant de complexes origines du cycle géologique (Figure 1-10) en deux types principaux: (i) “structure sédimentaire” qui comprend toutes les structures développées pendant et après le dépôt, provenant seulement de la consolidation unidimensionnelle par des couches supérieures ; (ii) “structure post-sédimentaire” qui désigne celle développée avec d’autres phénomènes géologiques quitte à la consolidation primaire et qui modifie la “structure sédimentaire” ; ces phénomènes peuvent être simplement la décharge mécanique due à l’érosion ou, le fluage, la thixotropie, la cimentation post-déposition ou plus général la diagenèse.

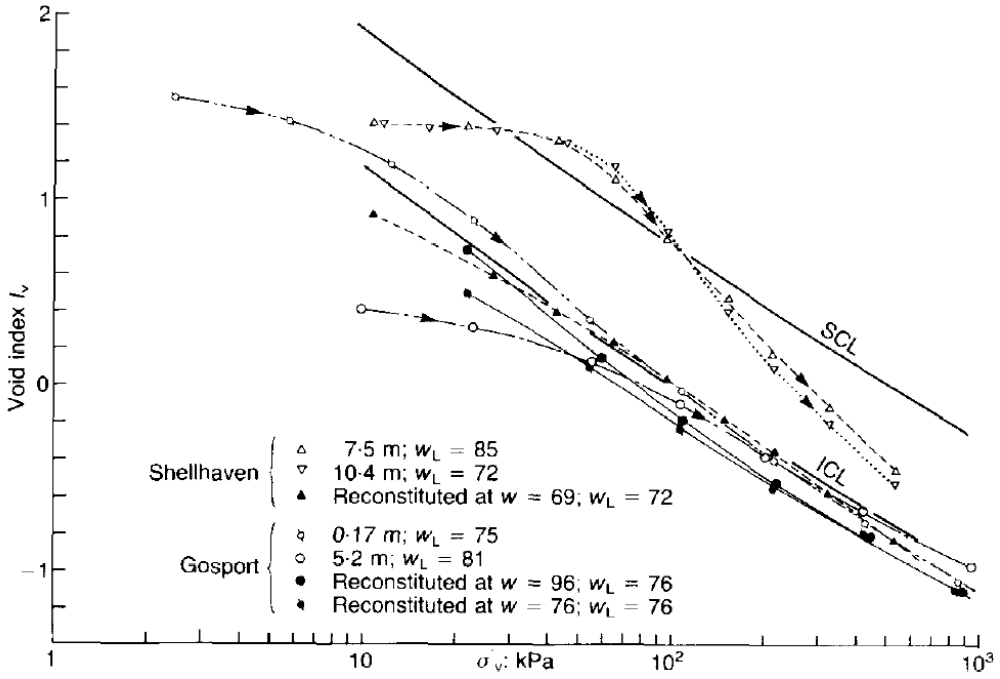


Figure 1-19 : Courbes de compression œdométrique des argiles Shellhaven et Gosport aux états naturel et reconstitué (Burland, 1990)

La structure sédimentaire n'existe que dans les sols normalement consolidés et présente plusieurs modes d'arrangement et de liaison interparticulaire différents, dépendant des conditions de dépôt, de la vitesse de dépôt et de l'écoulement d'eau.

Un dépôt lent dans de l'eau relativement "tranquille" entraine un arrangement aléatoire, ouvert, plus poreux. Sa courbe de compression se situe donc sur ou au dessus de SCL. Pour ces types de sédiments, l'effort mécanique, par exemple chargement œdométrique, est suffisant pour détruire la structure formée antérieurement *in situ* de telle sorte que la courbe de compression soit bien plus raide que SCL et tombe vers ICL comme dans le cas de l'argile Shellhaven (Figure 1-19). Cette caractéristique est aussi observée sur la couche supérieure de l'argile Troll field (Burland, 1990) ; l'argile de Sault Ste Marie (Wu, 1958) ; l'argile de Bothkennar (Hight et al., 1992) ; la couche inférieure de l'argile du delta de Mississippi (McCleland, 1967) ; les argiles d'Onsoy, d'Ellingsrud et d'Emmerstad (Lacasse et al., 1985).

Un dépôt rapide à partir d'une suspension dense dans une eau en mouvement rapide va former un sédiment dont les particules sont plus orientées, qui est, par conséquent, plus compact. Sa courbe de compression se trouve donc sur ou près de ICL. Pour un tel dépôt, la compression œdométrique ne change donc pas significativement l'arrangement de particules

et la courbe coïncide plus ou moins avec ICL comme dans le cas des argiles Gosport (Figure 1-19), Troll field – couche inférieure (Burland, 1990), delta de Mississippi – couche supérieure (McCleland, 1967).

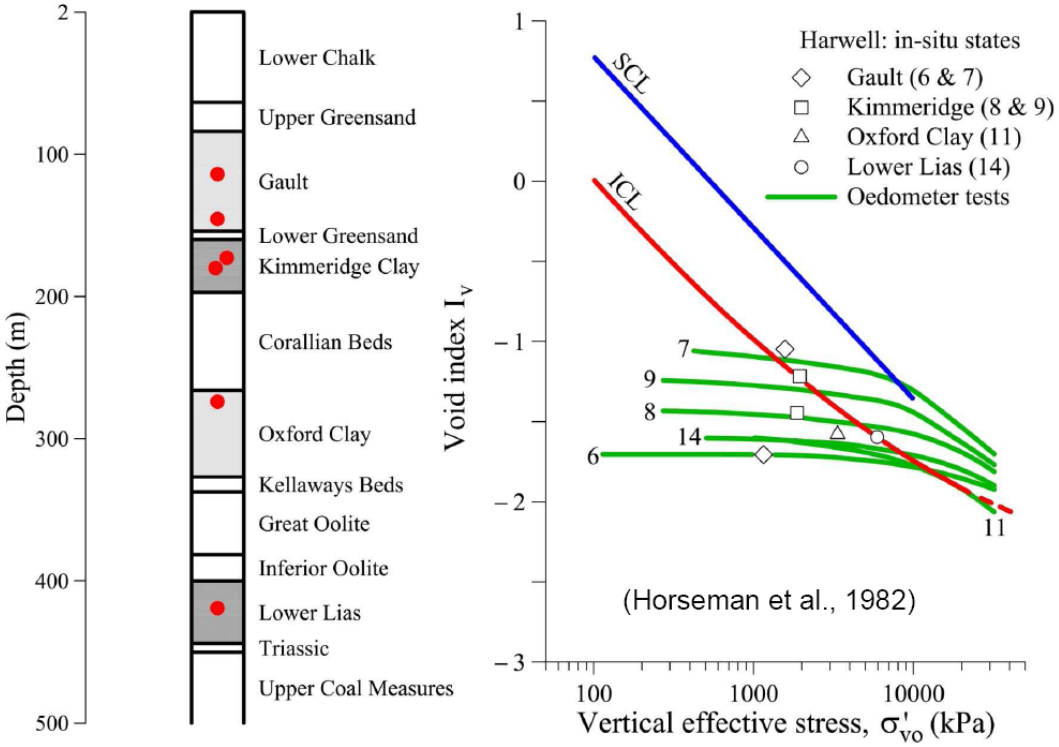


Figure 1-20 : Courbes de compression œdométrique de différentes argiles à Harwell, Oxfordhire (Chandler, 2000)

Notons que, par définition, la structure sédimentaire existe naturellement aussi dans les sols reconstitués normalement consolidés.

L'état *in situ* des sols qui présentent la structure post-sédimentaire se trouvent (i) en dessous de ICL comme celle de l'argile de Londres, fortement sur-consolidée résultant d'une érosion importante d'environ 200 m ; ou (ii) entre ICL et SCL comme celle de l'Argile de Boom à Mol, normalement consolidée (*c.f.* chapitre 3). Les courbes de compression œdométrique de ces argiles traversent ICL puis se dirigent vers le bas pour se converger vers cette dernière (Figure 1-20).

1.3.3.4. Structure stable et métastable

La structure se compose de la texture (l'arrangement des particules) et la liaison interparticulaire (les forces entre les particules). Pour mettre en évidence le rôle mécanique de chaque partie, en se basant sur Coop et al. (1995), Baudet et Stallebrass (2004) ont supposé que la stabilité de la structure de l'argile contribuée par la texture ne se dégrade pas avec la déformation.

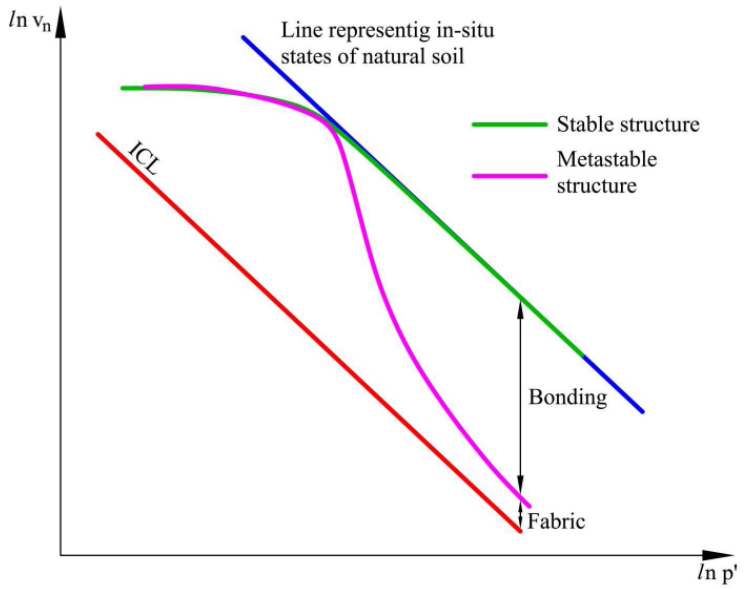


Figure 1-21 : Structures stable et métastable (Baudet et Stallebrass, 2004)

La Figure 1-21 présente la différence entre la structure stable (argile stratifiée de Sibari) et la structure métastable (argile de Pisa) par les courbes de compression normalisées en utilisant le paramètre v_n défini par:

$$v_n = \exp\left(\frac{\ln v - N_0}{\lambda}\right) \tag{1.10}$$

où la courbe de compression de sol reconstitué est définie par $\ln v = N_0 - \lambda \ln p'$ comme suggéré par Butterfield (1979). Cette normalisation est similaire à l'index des vides I_v proposé par Burland (1990), mais elle permet la comparaison entre les données de compressions isotrope et œdométrique et les données de cisaillement. On observe également une ligne unique ICL comme dans le plan $I_v - \log\sigma_v$. Les lignes ICL et SCC sont pratiquement parallèles.

Au-delà de la limite élastique, la courbe de l'argile de Pisa tend à se converger vers ICL avec une pente plus grande. En revanche, la courbe de l'argile de Sibari joint SCC et suit cette courbe, *i.e.* parallèle à ICL. L'argile de Sibari ne subit donc pas de déstructuration grâce à sa structure de stratification demeurant sous grande déformation. En général, un sol peut avoir à la fois des éléments de structure "stable" et "métastable". Quand le sol dépasse la limite élastique, sa courbe de compression se dirige vers ICL à cause de la rupture des éléments métastables, ensuite se stabilise sur une ligne parallèle à ICL, mais encore au dessus de cette dernière en raison de la présence des éléments stables. Ces observations justifient l'association des éléments métastables avec la liaison interparticulaire et des éléments stables avec la texture définie par Coop et al. (1995).

1.3.3.5. Variations de la sensibilité et de la structure avec la compression

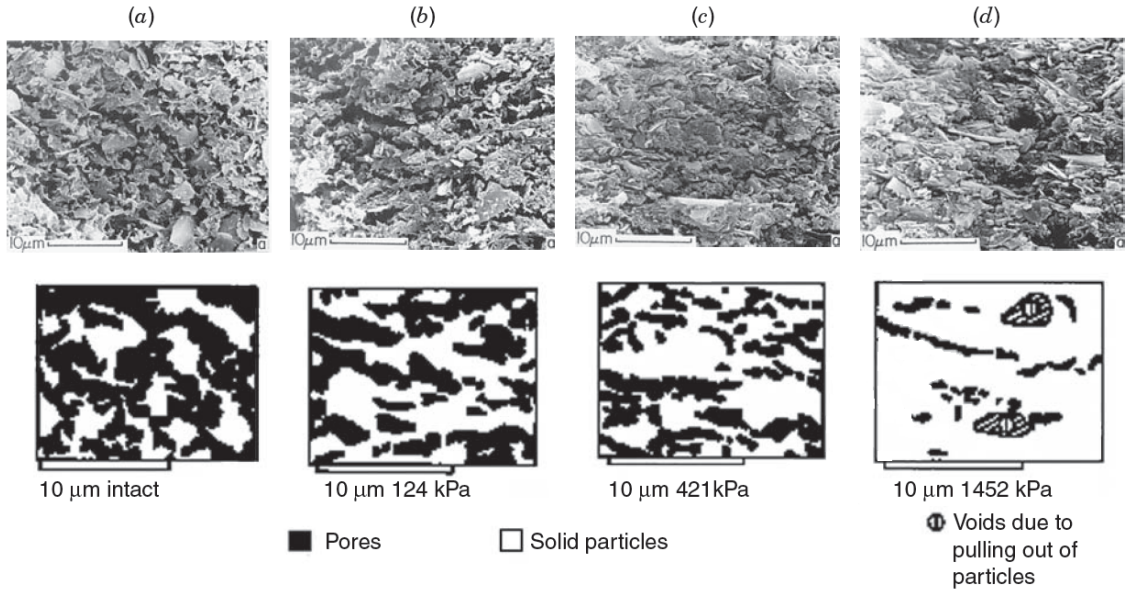


Figure 1-22 : Photos de MEB de l'argile de Champlain (Delage et Lefebvre, 1984)
(a) état intact ; (b) 124 kPa ; (c) 421 kPa ; (c) 1452 kPa

Au-delà de la limite élastique σ_y, la rupture de l'état de structure intact se produit, la courbe de compression de sols naturels a tendance à se diriger vers le bas (*c.f.* paragraphe 1.3.2). La déstructuration progressive avec l'augmentation de contraintes pour une argile sensible de Champlain (à l'Est du Canada) a été mise en évidence par des analyses à la microscopie électronique de balayage (MEB) (Delage et Lefebvre, 1984) (Figure 1-22). Les

photos de MEB dans la direction horizontale ont été prises successivement sous différentes contraintes en-deçà et au-delà de la contrainte de pré-consolidation de σ_p = 54 kPa. La distribution de macropores a été déduite et montrée en bas de la figure. Une structure d'agrégat a été observée à l'état intact et sous les contraintes inférieures à σ_p. Sous 124 kPa, la destruction de macropores dans la direction horizontale s'amorce avec la réorientation des agrégats. Avec l'augmentation de la contrainte verticale, les agrégats deviennent moins évidents à cause de la suppression plus importante de macropores, avec une ré-orientation plus marquée dans la direction horizontale. Les changements de structure au niveau des micropores n'ont malheureusement pas été observés avec le grossissement utilisé. Alternativement, en suivant l'interaction physico-chimique entre les particules d'argile et l'eau adsorbée, Le et al. (2011) ont confirmé qu'une texture plus orientée est engendrée par l'augmentation de contrainte verticale (*c.f.* paragraphe 1.3.7.1).

Avec l'augmentation de déformation, et donc la dégradation progressive de la structure au-delà de la limite élastique initiale σ_{y0}, la sensibilité varie (Figure 1-23) aussi car la limite élastique σ_y évolue avec la plastification (écrouissage). En effet, la sensibilité diminue plus nettement pour les sols avec structure métastable (l'argile de Sibari – Figure 1-21) que pour ceux avec structure stable (l'argile de Pisa – Figure 1-21).

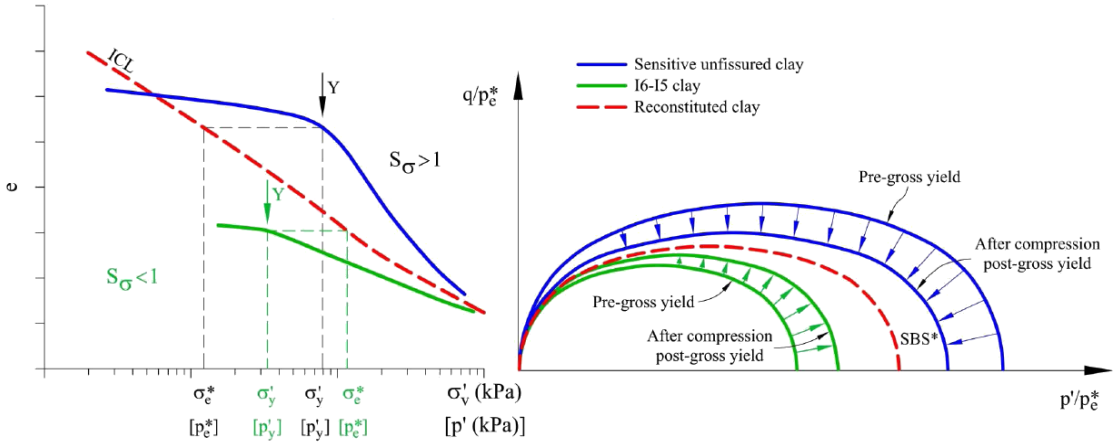


Figure 1-23 : Variation schématisée de la surface de charge normalisée de l'argile intacte et fortement fissurée (Vitone et Cotecchia, 2011)

La dégradation accélérée de structure intacte après la limite élastique σ_y contracte la surface de charge normalisée de l'argile de Pappadai (Cotecchia, 1996 ; Cotecchia et Chandler, 1997 ; Cotecchia et Chandler, 2000) et de l'argile de Vallericca (Amorosi et

Rampello, 1998). La non-unicité de la surface de charge dans le plan p/p^*_e – q/p^*_e (Figure 1-23) montre que la "contrainte équivalente" p^*_e seule ou la densité seule n'est pas suffisante pour comparer le comportement des argiles naturelles structurées. Cotecchia et Chandler (1997, 2000) ont expliqué que la taille de la surface de charge n'est pas contrôlée seulement par la déformation volumique plastique, comme c'est le cas pour les argiles reconstituées, mais aussi par la variation de la sensibilité. Leroueil et al. (1984) ont montré la nécessité d'utiliser d'autres paramètres de normalisation en plus de p^*_e, par exemple l'activité d'argile. Cotecchia et Chandler (1997) ont utilisé la sensibilité en contrainte S_σ en plus de p^*_e pour normaliser la surface de charge de l'argile de Pappadai, et ont obtenue une surface unique.

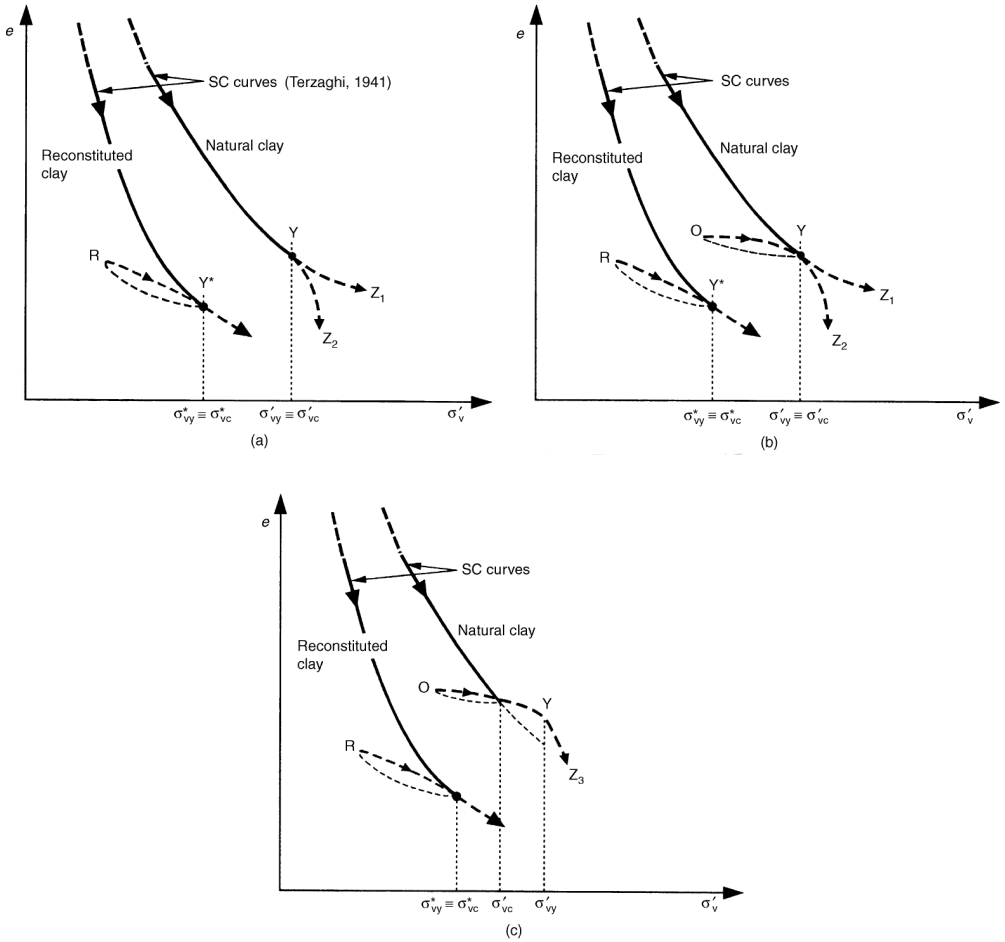


Figure 1-24 : Courbes de compression œdométrique des argiles naturelles (Cotecchia et Chandler, 2000) : (a) NC – sédimentaire ; (b) OC – post-sédimentaire due à la décharge géologique ; (c) OC – post-sédimentaire

Les argiles sur-consolidées, ayant la structure post-sédimentaire, se comportent différemment en raison de leurs différentes origines géologiques. Les argiles avec la structure

post-sédimentaire résultant seulement de la décharge géologique présentent, lors de la compression œdométrique, une limite élastique σ_y (σ'_{vy} sur la Figure 1-24) pratiquement égale à la contrainte de pré-consolidation σ_p (σ'_{vc} sur la Figure 1-24), tant à l'état naturel qu'à l'état reconstitué (parties OY et RY* sur la Figure 1-24b). Sous la contrainte $\sigma_v = \sigma_y = \sigma_p$, le sol revient à la structure sédimentaire comme pour un sol normalement consolidé (point Y sur la Figure 1-24a). Comme la compression à l'œdomètre ou *in situ* à l'échelle de temps au laboratoire correspond à une vitesse de chargement beaucoup plus rapide que celle à l'échelle de temps géologique, la courbe obtenue au laboratoire se situe en dessous de la SCC (partie YZ_2). La courbe de l'argile reconstituée suit la SCC puisqu'elle a été chargée de la même vitesse que précédemment. La courbe de l'argile naturelle suit la SCC (partie YZ_1) seulement quand sa sensibilité $S_\sigma = 1$.

D'autres argiles de structure post-sédimentaire reflétant les effets de la diagenèse, du fluage, *etc.* conservent encore leurs structures post-sédimentaire à la contrainte de pré-consolidation $\sigma_v = \sigma_p < \sigma_y$ et croisent leurs courbes SCC jusqu'à une certaine distance vers la droite avant d'atteindre la limite élastique σ_y (partie OY sur la Figure 1-24c). Ensuite, la courbe (partie YZ_3) chute avec une pente plus grande que celle de SCC, dépendant des perturbations géologiques après le dépôt. La différence entre la limite élastique et la contrainte de pré-consolidation ($\sigma_y - \sigma_p$) dépend donc de la structure de sol sous la contrainte $\sigma_v = \sigma_p$.

1.3.4. Gonflement des argiles

1.3.4.1. Mécanisme de gonflement

Comme présenté dans le paragraphe 1.1.3, l'attraction de la surface argileuse négativement chargée envers les cations peut jouer le rôle d'une membrane semi-perméable séparant les zones de grande et de faible concentration de cations. Une différence de concentrations, responsable de la pression osmotique, se développe quand les doubles couches diffuses se chevauchent. La différence de pression osmotique à la mi-distance entre les surfaces des feuillets et dans la solution est en équilibre et doit être égale à la pression répulsive interparticulaire, qui est à l'origine de la pression de gonflement de l'argile. L'adsorption de l'eau environnante à la double couche diffuse en chevauchement dans

l'espace interfoliaire pour équilibrer la différence de concentrations de cations provoque donc le gonflement du sol.

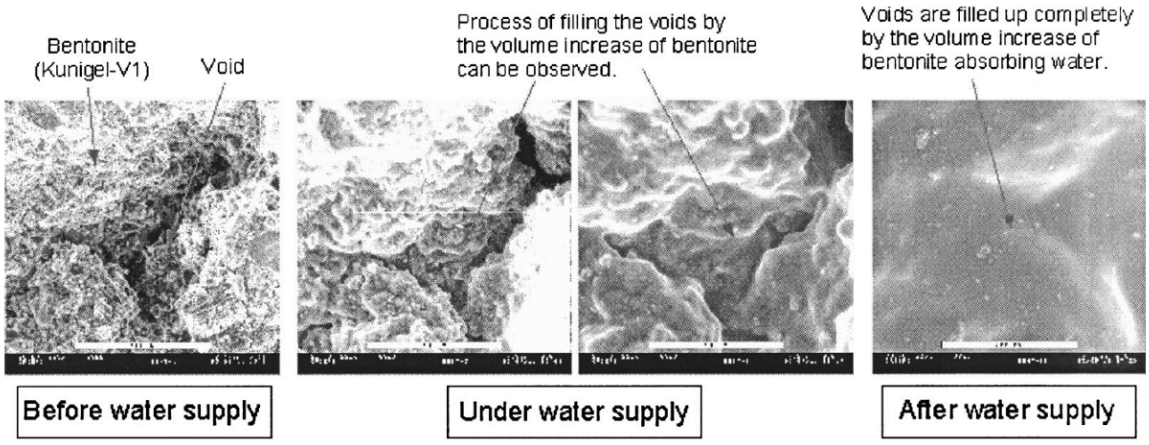


Figure 1-25 : Gonflement de la bentonite Kunigel V1 (Komine, 2004)

Le processus de gonflement d'un mélange de sable et bentonite est montré sur la Figure 1-25, obtenue par microscopie électronique à balayage environnementale (MEBE). Initialement, les particules de montmorillonite sont attachées aux grains de sable et les macropores sont évidents. Avec l'arrivée d'eau dans l'espace entre les feuillets montmorillonite par adsorption, les particules gonflent et occupent progressivement les macropores jusqu'à un remplissage complet. Pour les sols naturels, selon Olson et Mesri (1970), le gonflement résulte (i) de la ré-hydration des surfaces argileuses et des ions absorbées et (ii) de la détention des particules fléchies et rétractées. Mesri et al. (1994) ont supposé que le mécanisme majeur de gonflement est le re-développement de l'eau de double couche. C'est ainsi que le gonflement et la pression de gonflement sont importants pour les argiles raides qui présentent un faible indice des vides et contiennent souvent de la montmorillonite avec des cations monovalentes adsorbées.

1.3.4.2. Pression de gonflement

Le gonflement est en général caractérisé par une approche macroscopique faisant référence à la notion de pression de gonflement. La pression de gonflement est généralement définie comme la pression sous laquelle la variation de volume n'a pas lieu lors de l'humidification (Mesri et al., 1994 ; Sridharan et al., 1986). Suivant cette définition, le

gonflement se produit lorsque le sol est humidifié sous une contrainte inférieure à la pression de gonflement ; par contre, l'effondrement a lieu quand l'humidification est réalisée sous une contrainte supérieure à la pression de gonflement.

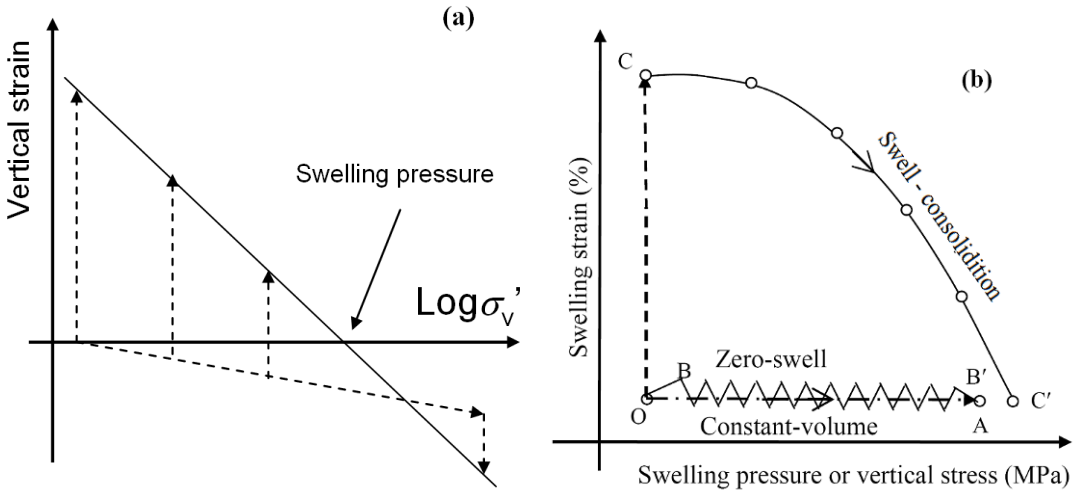


Figure 1-26 : Méthodes de détermination de la contrainte de gonflement : (a) chargement – humidification ; (b) volume constante, non-gonflement et pré-gonflement (Wang et al., 2012)

La pression de gonflement est déterminée en chargeant des éprouvettes de sol à l'œdomètre à différentes contraintes verticales σ_v avant de les mouiller (Figure 1-26a). Quelques autres méthodes (Figure 1-26b) peuvent aussi être utilisées à cette fin. La méthode "volume constant" (chemin OA) consiste en l'utilisation d'une cellule relativement rigide avec mesure de pression totale (Tang et al., 2011 ; Wang et al., 2012). La valeur de pression après stabilisation est la pression de gonflement du sol. Pour la méthode "non-gonflement", le matériel utilisé est un œdomètre conventionnel (Basma et al., 1995 ; Nagaraj et al., 2009). Tout d'abord, une faible charge initiale (0,1 MPa par exemple) est appliquée sur l'éprouvette avant de l'imbiber. Comme l'éprouvette est mouillée, elle a tendance à gonfler. Quand le gonflement dépasse une certaine valeur (0,1 % par exemple), des charges supplémentaires sont ajoutées en petit incrément afin de ramener la volume du sol à son niveau initial (Attom et al., 2001 ; Basma et al., 1995). Ces opérations sont répétées tant que l'échantillon ne cesse pas encore de gonfler. La contrainte de gonflement est définie comme celle sous laquelle le gonflement n'a plus lieu. La méthode "pré-gonflement" (chemin OCC') consiste à re-saturer le sol sous une faible contrainte (0,1 MPa par exemple). À l'achèvement de gonflement, la re-

consolidation est menée. La contrainte requise pour ramener l'échantillon à son indice des vides initial est définie comme pression de gonflement (Agus, 2005 ; Basma et al., 1995).

1.3.4.3. Effets du gonflement

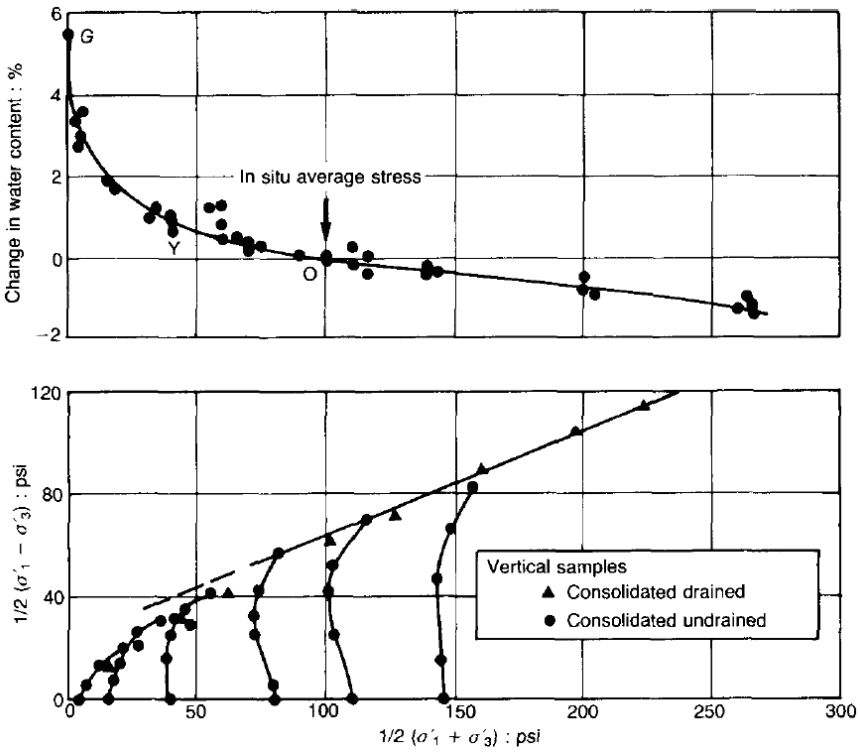


Figure 1-27 : Perte de structure par gonflement dans les essais triaxiaux CU sur l'argile de Londres (Bishop et al., 1965)

La Figure 1-27 montre le gonflement en condition isotrope de l'argile de Londres (fortement surconsolidée) et son effet sur la résistance au cisaillement non-drainé. Notons que la contrainte *in situ* moyenne effective est d'environ σ'_{s0} = 700 kPa (100 lb/in^2). Suivant le critère de déformation volumique (*c.f.* paragraphe 1.3.5.1), le point Y (Figure 1-27a) pourrait être considéré comme la limite élastique où l'énergie est libérée donnant lieu à une expansion intensive. En effet, le gonflement est un des mécanismes de plastification de sol (Figure 1-11). Le sol sous les pressions en dessous de la limite élastique devient nettement plus faible sous le cisaillement non-drainé, traduit par un changement marqué de pente de l'enveloppe de rupture au niveau du point Y (Figure 1-27b). Ce mode d'affaiblissement par gonflement a aussi été observé sur l'argile de Todi par Calabresi et Scarpelli (1985) et sur l'argile de Winnipeg par Graham et Au (1985).

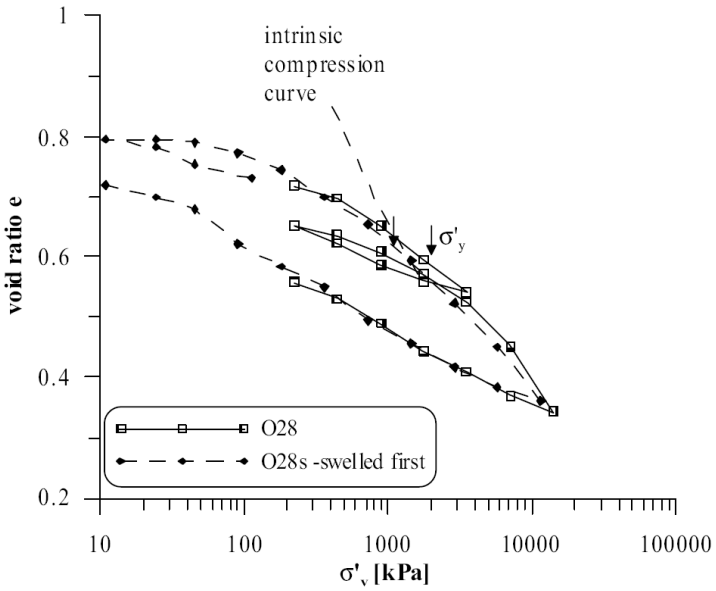


Figure 1-28 : Courbes de compression œdométrique de l'argile de Londres à l'aéroport Heathrow, sous-unité B2, profondeur de 28 m, aux états intact et gonflé (Gasparre, 2005)

Comme la compression au-delà de la limite élastique σ_y, le gonflement en dessous de la limite élastique (en gonflement) provoque aussi des déstructurations importantes. Pourtant, ces deux types de déstructuration sont de différente nature. La compression engendre la rupture de liaison interparticulaire et la réorientation de particules (*c.f.* paragraphe 1.3.3.5), tandis que le gonflement engendre l'interruption des liaisons interparticulaires et la désorientation de particules. Pendant le re-compression suivante, la limite élastique σ_y est faible, même nettement inférieure à la contrainte *in situ*. Ce phénomène a été observé sur deux argiles italiennes – Todi et Ancona – par Calabresi et Scarpelli (1985), sur l'argile de Londres à l'aéroport Heathrow par Gasparre (2005) et Takahashi et al. (2005) et sur l'Argile de Boom (*c.f.* paragraphe 1.3.7.1) par Coll (2005), Deng et al. (2011a), Horseman et al. (1987), Le (2008), Lima (2011) et Sultan (1997). Cependant, selon Gasparre (2005), ces déstructurations n'affectent pas le comportement volumique au-delà de la limite élastique du sol intact puisque la courbe de re-compression de l'argile de Londres rejoint celle du sol intact à cette contrainte (Figure 1-28).

1.3.5. Cisaillement

1.3.5.1. Limite élastique au cisaillement

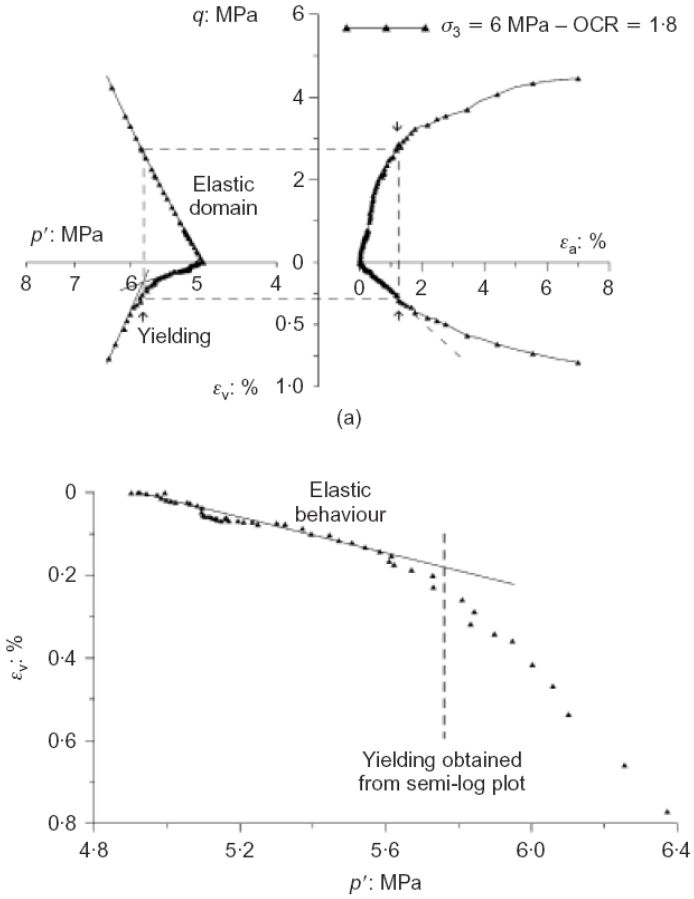


Figure 1-29 : Détermination de la limite élastique dans un essai triaxial sur l'Argile de Boom (Sultan et al., 2010)

Le cisaillement peut mener le sol à la surface de charge (Figure 1-11 – paragraphe 1.3.2) où se produit la perte de structure sédimentaire ou la libération de l'énergie stockée dans les liaisons interparticulaires. Pour les argiles molles et/ou cimentées, la limite élastique correspond souvent au pic de la contrainte déviatorique sur la courbe contrainte – déformation (Tavenas et Leroueil, 1979). Pour les sols plus denses ou compactés dont le pic de la contrainte déviatorique n'est pas évident, Cui et Delage (1996), Moulin (1989) et Sultan et al. (2010) ont recouru à un critère de déformation volumique pour le limon de Jossigny, l'argile de Pornic et l'Argile de Boom (Figure 1-29), respectivement. Suivant ces auteurs, la

limite élastique est l'abscisse de l'intersection des droites tangentes des deux parties linéaires de la courbe ε_v – logp'.

1.3.5.2. Résistance au cisaillement

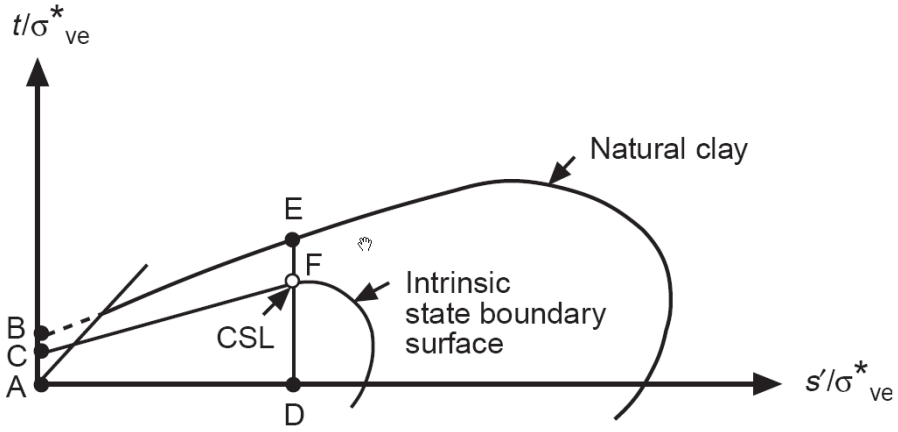


Figure 1-30 : Enveloppe de rupture d'une argile aux états naturel et reconstitué (Burland et al., 1996)

Comme mentionné précédemment, la résistance au cisaillement des argiles naturelles est plus importante que celle des argiles reconstituées correspondantes grâce à leur état de structure intact. Ceci implique que l'enveloppe de rupture d'un sol naturel doit se situer à l'extérieur de celle du matériau à l'état reconstitué. Sa position vis-à-vis de l'enveloppe de rupture intrinsèque, représenté par le rapport de la résistance au cisaillement normalisée à l'état critique DE/DF et le rapport de l'interception cohésive k/k^* = AB/AC (Burland et al., 1996), mesure l'influence de la structure sur le comportement déviatorique (Figure 1-30). Les résistances au cisaillement, en conditions drainée et en non-drainée, des quatre argiles naturelles – Petrafitta, Todi, Vallericca et Corinth – se trouvent bien au dessus de leurs enveloppes de rupture intrinsèques respectives (Burland et al., 1996). Les surfaces de Hvorslev – Coulomb de ces argiles sont linéaires et s'étendent vers la droite, au-delà des lignes d'état critique intrinsèques. Vers la gauche, les enveloppes de rupture des sols sont limitées par la ligne de compression simple ("No-tension-cut-off line"). Des résultats similaires ont été observés sur l'argile de Londres à Ashford Common (Burland, 1990), sur l'argile de Londres à l'aéroport Heathrow (Gasparre, 2005), sur l'Argile de Boom à Mol (Baldi et al., 1991 ; Coll, 2005 ; Horseman et al., 1987 ; Le, 2008 ; Lima, 2011 ; Sultan, 1997 ; Van Impe, 1993) et sur l'argile de Nanticoke (Lo et Hinchberger, 2006).

De plus, la non-linéarité de l'enveloppe de rupture des argiles naturelles à faible contrainte est à prendre en compte (Burland et al., 1996). Cette non linéarité a été confirmée par Deng et al. (2011a) sur l'Argile de Boom à Mol et à Essen et par Gasparre (2005) sur l'argile de Londres. Burland et al. (1996) l'ont attribuée à l'effet de la dilatation et à la destruction de liaison interparticulaire à faible contraintes de confinement. Atkinson (2007) a proposé une loi de puissance pour exprimer cette non-linéarité :

$$\tau = A\sigma'^{b} \tag{1.11}$$

Cette loi est couramment utilisée en mécanique des roches, et a été étendue par Hoek et Brown (1980) à l'effet de la cimentation. Cette relation a été vérifiée sur une kaolinite et sur quelques argiles naturelles britanniques telles que l'argile de Gault, de Kimmerridge, de Londres, d'Oxford, de Reading et de Weald. Les profondeurs et âges de ces argiles sont indiqués sur la Figure 1-20.

1.3.5.3. Comportement à la rupture

Burland (1990) ont observé une chute plus ou moins brusque de la contrainte déviatorique juste au-delà du pic et, en même temps, l'apparition de la surface de glissement sur l'argile de Londres à Ashford Common et l'argile Todi (Figure 1-31). Il a défini la valeur du plateau juste après le pic comme la résistance post-rupture et l'a distingué avec la résistance résiduelle à l'état ultime, stable après de très grandes déformations. A l'aide des mesures de déformation locale, l'auteur a aussi observé que (i) la formation de la surface de glissement coïncide avec le pic du déviateur et l'arrêt de la variation de surpression interstitielle (essai non consolidé, non drainé UU) ; (ii) avant le pic du déviateur, la déformation axiale locale est plus petite que celle totale (Jardine et al., 1984) ; et (iii) après le pic, la déformation axiale locale diminue (celle globale continue à augmenter), correspondant à un déchargement ; la déformation post-rupture correspond donc au glissement de deux parties quasi-rigides le long du plan de rupture.

Jardine et al. (2004), Lupini et al. (1981), Skempton (1964) et Vaughan et al. (1978) ont distingué le comportement post-rupture "turbulent" et "glissant". Le premier correspond à une texture non-orientée (un comportement non-fragile pour les sols NC, fragile et dilatant pour les sols OC avec un angle de frottement plus grand), alors que le dernier correspond à une texture orientée (un comportement fragile pour les sols NC mais non-fragile pour les sols OC avec un angle de frottement plus petit) (Figure 1-32). Vaughan et al. (1978) ont proposé

d'utiliser un seuil de 25 de l'indice de plasticité I_P pour diviser ces deux types de comportement à l'état résiduel.

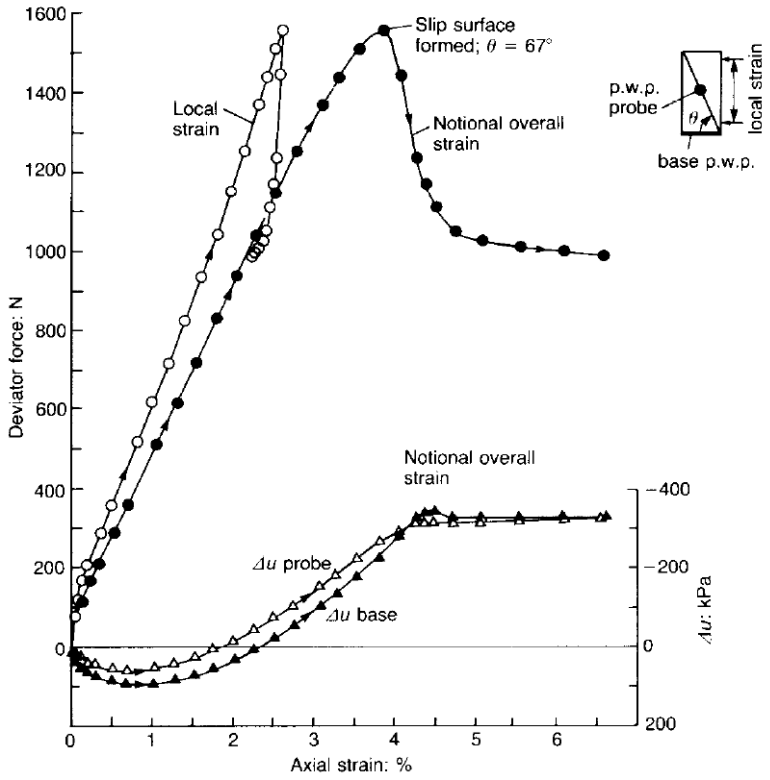


Figure 1-31 : Comportement post-rupture de l'argile Todi (Burland, 1990)

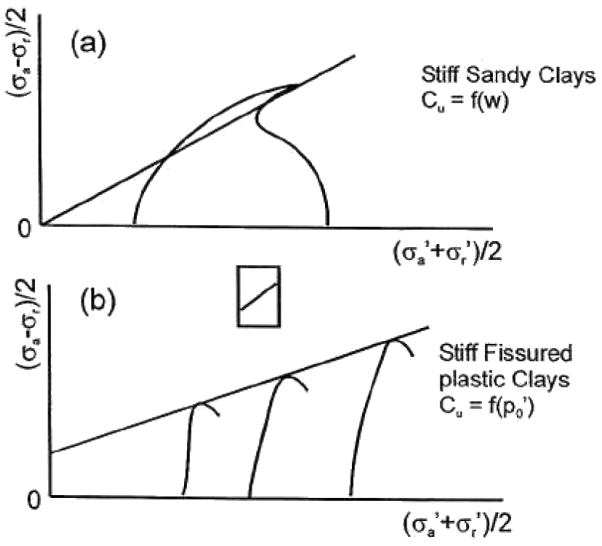


Figure 1-32 : Comportement surconsolidé non-drainé des argiles (a) peu plastiques et (b) très plastiques (Jardine et al., 2004)

1.3.6. Anisotropie

Plusieurs études expérimentales ont montré que les sols fins naturels sont généralement anisotropes et que cette anisotropie est à l'origine de l'état de contraintes K_0 associé aux processus de sédimentation et de post-sédimentation. A cause de l'anisotropie, les sols présentent de différentes réponses quand chargés dans différentes directions.

Les anisotropies inhérente et induite sont étudiées à travers la forme et l'inclinaison de la surface de charge dans le plan $s' - t$ (Graham et Houlsby, 1983 ; Leroueil et Vaughan, 1990 ; Mitchell et Wong, 1973 ; Sultan et al., 2010 ; Tavenas et Leroueil, 1979 ; Wheeler et al., 2003). L'anisotropie inhérente, selon Casagrande et Carrillo (1944), provient de l'histoire géologique du sol. Du point de vue de structure, cette anisotropie est liée à une texture avec une orientation préférentielle des particules et avec des liaisons interparticulaires sub-perpendiculaires à la direction de chargement pendant la déposition et la diagénèse. Elle se réfère principalement aux argiles naturelles. Les réponses mécaniques des argiles naturelles dépendent strictement des changements de structure, particulièrement quand la structure préférentielle initiale est modifiée par des chemins de chargement de différentes directions par rapport aux directions principales initiales (Hicher et al., 2000). Ces chemins de chargement engendrent l'anisotropie induite par contrainte, à la différence de l'anisotropie induite par déformation qui dépend non seulement de l'anisotropie de l'état de contrainte actuel, mais aussi de l'histoire de contrainte et de la déformation du matériau (Jovicic et Coop, 1998).

1.3.7. Comportement mécanique des argiles raides

1.3.7.1. Argile de Boom

Le Tableau 1-1 compare l'Argile de Boom située autour d'URL HADES (Mol, Belgique) avec certaines argiles raides et roches molles : l'argile de Londres et les argilites de Callovo-Oxfordienne (COx) et Opalinus en termes des propriétés physiques et hydro-mécaniques. De grandes différences entres les argilites (COx et Opalinus) et les argiles raides (Boom et Londres) sont observées : les premières sont plus dense, moins perméables, contiennent plus de carbonates et présentent par conséquent des valeurs du module d'Young et de la résistance à la compression simple (UCS) plus élevées. Bien que les fractions

d'argiles des deux groupes soient comparables, les indices de consistance des argiles raides sont bien supérieurs à ceux des argilites. Cela indique des fractions d'argiles gonflantes plus importantes dans les argiles raides par rapport aux argilites. Les propriétés physiques de l'Argile de Boom et de l'argile de Londres sont du même ordre de grandeur. En revanche, l'Argile de Boom est plus résistante et nettement moins perméable. Le module d'Young de l'Argile de Boom à Mol a été évalué par Coll (2005) et Le (2008) au moyen d'essais de compression simple et d'essais triaxiaux. Les valeurs obtenues sont de E = 190 MPa (en compression simple, le sol n'est pas en contact avec de l'eau) et de 230 MPa (en compression triaxiale, la contrainte de confinement effective est de p'_c = 2,3 MPa). La valeur obtenue par Le (2008) à p'_c = 2,5 MPa est de E = 178 MPa.

Tableau 1-1 : Propriétés de quelques argiles raides et roches molles (Gens, 2012)

	COX argillite	Opalinus clay	Boom clay	London clay
Dry density (g/cm^3)	2.21 – 2.33	2.22 - 2.33	1.61 – 1.78	1.55 –1.72
Calcite content (%)	23 - 42	6 - 22	0 - 3	< 2
Porosity (%)	11 - 16	11 - 14	35 -40	35-42
Water content (%)	< 6.5	4.0 - 8.0	20 - 30	20-28
Clay content (%)	50-65	45-55	40-70	42-59
Liquid Limit (%)	21-25	21-25	55-80	60-80
Plasticity index (%)	11-19	13-17	32-51	35-45
Young's mod. (MPa)	3600 - 8500	4000 - 10000	200 - 400	100 - 300
UCS (MPa)	10-16	8 - 22	2 – 2.8	0.3 – 0.7
Permeability (m/s)	0.7 – 5x10^{-13}	0.5 – 5x10^{-13}	2 – 5x10^{-12}	0.5 – 10 x10^{-10}
Geological age (million years)	Callovo-Oxfordian (M.–Up. Jurassic) 155.7 – 163.7	Aalenian (Middle Jurassic) 171.6 – 175.6	Rupelian (Oligocene) 28.4 – 33.9	Ypresian (Eocene) 48.6 – 55.8

Plusieurs études expérimentales ont été réalisées sur le comportement hydro-mécanique (HM) de l'Argile de Boom, principalement à Mol et autour de son affleurement, depuis plus d'une trentaine d'années. En raison de la présence d'une fraction importante d'argiles gonflantes (*c.f.* chapitre 3) et de la localisation profonde (200 – 250 m de profondeur à Mol), le comportement HM de l'Argile de Boom est sensible aux procédures de re-saturation de sol. Les différentes techniques expérimentales adoptées dans différentes

études font varier les résultats. De plus, la variabilité inhérente liée à l'hétérogénéité spatiale de ce sédiment vient s'ajouter à celle d'origine expérimentale.

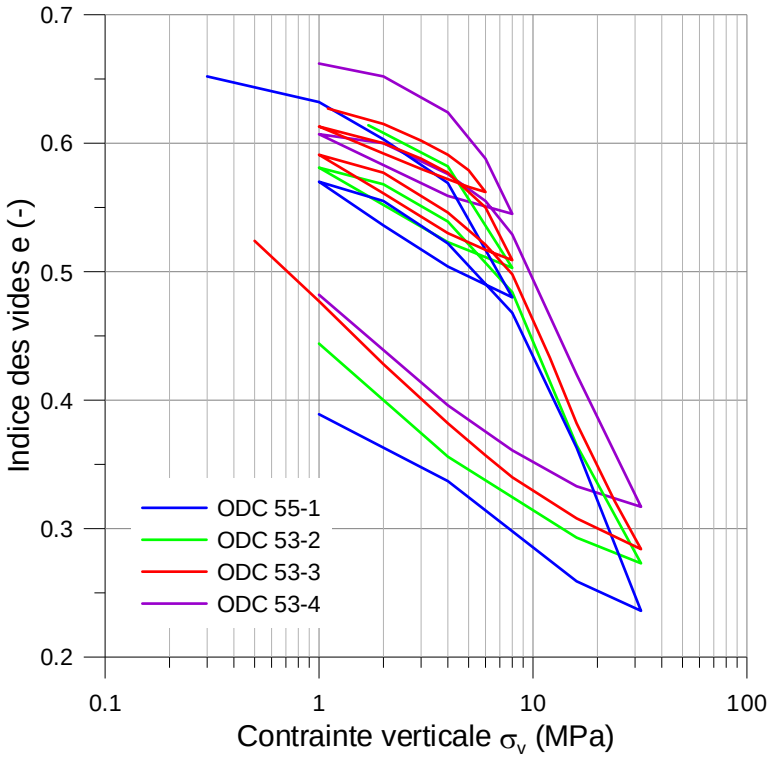


Figure 1-33 : Courbes de compression œdométrique de l'Argile de Boom à Mol, modifiées selon Horseman et al. (1987)

En se basant sur la courbe de rétention d'eau de l'Argile de Boom (Figure 4-42), Delage et al. (2007) et Le (2008) ont préconisé qu'il faut charger les éprouvettes d'Argile de Boom à une contrainte équivalente à la contrainte *in situ* effective, $\sigma'_{v0} \approx 2{,}4$ MPa, avant de les mettre en contact avec de l'eau, pour empêcher des gonflements excessifs qui pourraient affecter la microstructure (*c.f.* paragraphe 1.3.4) et par conséquent le comportement du sol.

Alternativement, Horseman et al. (1987) ont mis des éprouvettes œdométriques d'Argile de Boom en contact avec de l'eau à partir de faibles contrainte verticale σ_v et ont augmenté la charge pour empêcher le gonflement du sol. La pression de gonflement de l'argile de Boon a ainsi été déterminée suivant la méthode "non-gonflement" (Figure 1-26b). Baldi et al. (1987), Baldi et al. (1991) et Lima (2011) ont réduit la durée des chargements pour les paliers de faible contrainte verticale $\sigma_v < 1$ MPa afin d'éviter le gonflement excessif.

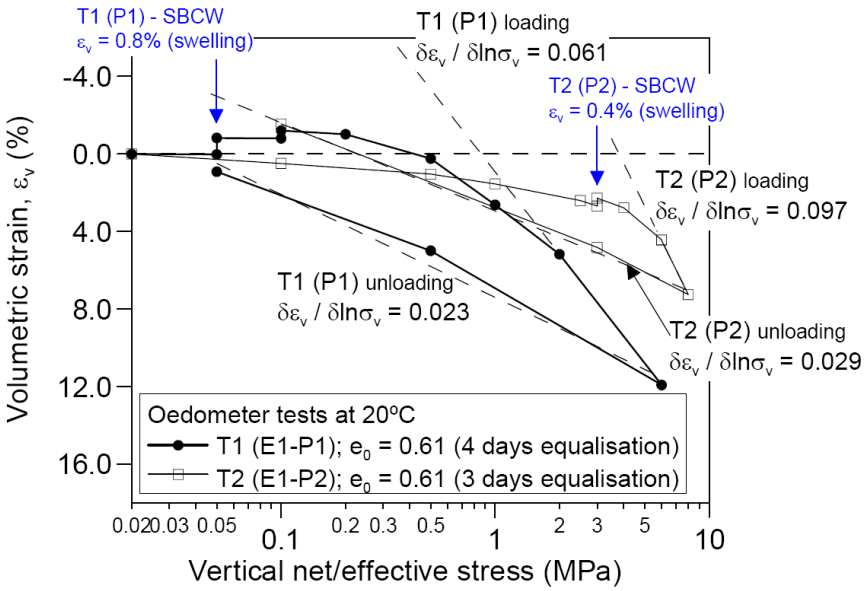


Figure 1-34 : Courbes de compression œdométrique de l'Argile de Boom à Mol (Lima, 2011)

La Figure 1-33 présente les courbes de compression œdométrique pour l'Argile de Boom à 247 m de profondeur à Mol (Horseman et al., 1987). Notons que les éprouvettes pour (ODC 55-1, 53-2, 53-3) sont perpendiculaires au litage, celle pour ODC 53-4 est parallèle au litage. Notons aussi que l'eau distillée a été utilisée pour le système de drainage (*c.f.* paragraphe 1.3.8 et chapitre 6). Les limites élastiques dans les deux directions sont σ_{vy} = 6 MPa et σ_{hy} = 5 MPa, correspondant à un coefficient de pression des terres au repos K_0 = σ_{hy}/σ_{vy} = 0,83. Pour l'Argile de Boom à Mol à 223 m de profondeur, Baldi et al. (1991) ont observé une limite élastique σ_{vy} = 5 MPa. Cette dernière valeur a aussi été confirmée par Lima (2011) avec une éprouvette re-saturée à σ_v = 3 MPa > σ'_{v0} = 2,4 MPa (essai T2, Figure 1-34). Pour le sol à 240 m de profondeur, Baldi et al. (1987) ont obtenu deux valeurs de σ_{vy} = 4,8 MPa en chargement par paliers et de σ_{vy} = 6,7 MPa en chargement à vitesse de déplacement constante. La valeur un peu plus grande de σ_{vy} = 6,7 MPa pourrait être expliquée par la vitesse de déplacement assez rapide de 7 µm/mn. Cela montre la caractéristique visqueuse de l'Argile de Boom qui a été ensuite mise en évidence par Cui et al. (2009) et Le (2008). Sous le chargement isotrope, Coll (2005) et Le (2008) ont obtenu une limite élastique p'_y = 5 MPa pour l'Argile de Boom à Mol à 223 m de profondeur. La valeur pour le sol à 240 m de profondeur est de p'_y = 6 MPa (Baldi et al., 1987). Horseman et al. (1987) ont raisonné que si ces limites élastiques ne sont liées qu'à l'origine mécanique dans l'histoire géologique de l'Argile de Boom à Mol, *i.e.* $\sigma_y = \sigma'_p$ ou bien *YSR* = *OCR*, la

profondeur maximale dans l'histoire du lieu où se trouve actuellement URL HADES aurait dû être d'environ D_{max} = 600 m. Cette valeur est difficile à imaginer avec les évidences géologiques (*c.f.* chapitre 3) ; ceci justifie que l'utilisation du terme "limite élastique" est plus appropriée par rapport au terme "contrainte/pression de préconsolidation" (*c.f.* paragraphe 1.3.2). Il a indiqué aussi que d'autres mécanismes du "cycle géotechnique" (Figure 1-10) devraient être pris en considération.

Le et al. (2011) ont observé le couplage hydro-mécanique de l'Argile de Boom et du limon de Jossigny (à l'Est de la région parisienne) compacté, quantifié par le rapport $\Delta s/\Delta\sigma_v$, en suivant l'évolution de la succion pendant le chargement et le déchargement à l'œdomètre. Le rapport $\Delta s/\Delta\sigma_v$ pour l'Argile de Boom est nettement plus élevé que pour le limon de Jossigny, conséquence d'une fraction d'argile plus grande et d'une microstructure du type "matrice" par rapport à celle du type "agrégat". La microstructure du type "matrice" favorise les effets physico-chimiques. Ces effets sont d'autant plus importants que les particules sont ré-orientées sous le chargement à de fortes contraintes. Le couplage hydro-mécanique se manifeste par le transfert de l'énergie mécanique de la compression au potentiel de l'eau interstitielle, quantifié par une diminution de la succion et un ré-arrangement des particules. Quand la contrainte est enlevée, cette énergie est exprimée par une accélération du gonflement ou une augmentation de la succion, dépendant de la condition du drainage.

En raison de la grande profondeur à laquelle l'Argile de Boom se situe et du fort couplage hydro-mécanique présenté ci-dessus, le prélèvement du sol (supposé sans perturbations considérables) engendre des succions dans les échantillons (Bishop et al., 1975 ; Doran et al., 2000) qui pourraient atteindre la contrainte *in situ* moyenne effective $s_0 = p'_0 = (1 + 2K_0)\sigma'_{v0}/3$ = 2,12 MPa avec σ'_{v0} = 2,4 MPa et K_0 = 0,83 (Horseman et al., 1987). Ces succions initiales augmenteraient à cause du séchage pendant le transport, le stockage, *etc.* Lima (2011) a ainsi mesuré s_0 = 2 – 4 MPa sur les blocs d'Argile de Boom à Mol. Ainsi, un gonflement $\Delta\varepsilon_v$ = -0,4 % a été observé lors de la re-saturation sous une contrainte de σ_v = 3 MPa (Figure 1-34). Sans aucune contrainte, Le (2008) a observé un gonflement libre de -12 %. A une contrainte de confinement "effective" de p'_c = 0,4 MPa, le gonflement observé par Coll (2005) est de -11 %. Pour les échantillons mouillés avant l'essai, les gonflements obtenus sont plus petits : $\Delta\varepsilon_v$ = -3,3 et -0,15 % à σ_v = 0,2 et 0,4 MPa, respectivement (Coll et al., 2008) ; $\Delta\varepsilon_v$ = -1,5 % à p'_c = 0,08 MPa (Figure 1-35) (Sultan et al., 1998) ; $\Delta\varepsilon_v > 0$ à $p'_c > 0{,}69$ MPa (Sultan, 1997) ; $\Delta\varepsilon_v$ = - 1,7 % à p'_c = 2,5 MPa (Le, 2008). De même, différentes valeurs de contrainte/pression de gonflement ont été obtenues : p'_s = 0,8 – 0,9 MPa (Sultan,

1997) ; p'_s = 0,48 MPa (Figure 1-35) (Sultan et al., 1998) ; σ_s = 0,5 – 2 MPa (Coll et al., 2008) ; σ_{vs} = 0,3 ; 0,82 ; 0,92 ; 1,1 ; 1,7 MPa pour les éprouvettes verticales et σ_{hs} = 1 MPa pour l'éprouvettes horizontales (Horseman et al., 1987).

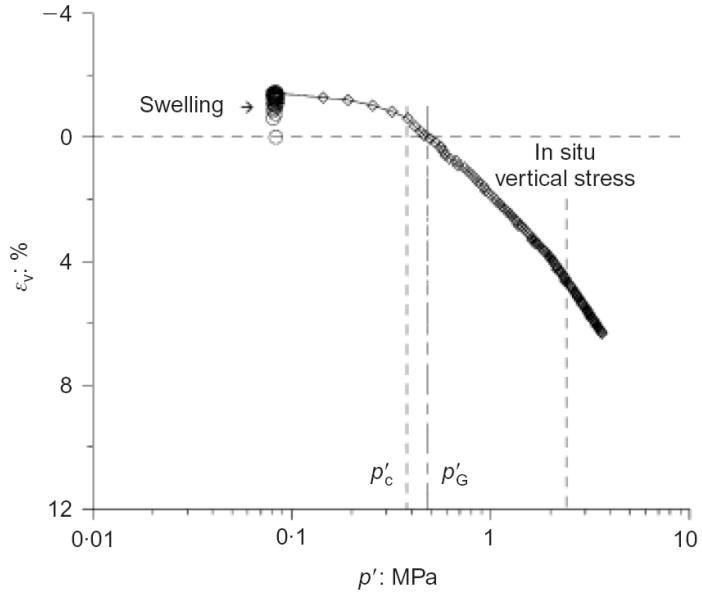


Figure 1-35 : Compression isotrope de l'Argile de Boom à Mol (Sultan et al., 2010)

Le gonflement initial affecte le comportement de l'Argile de Boom pendant le rechargement suivant, surtout quand la contrainte est encore faible. Lima (2011) a ainsi observé une pente de compression plus faible pour l'éprouvette re-saturée à σ_v = 0,05 MPa (essai T1 – Figure 1-34). Des limites élastiques obtenues sont petites, voire irréalistes : σ_y = 2,2 MPa (Baldi et al., 1991) ; σ_y = 2,1 MPa (Lima, 2011) ; p'_y = 0,43 (Sultan, 1997) ; σ_y = 0,25 MPa (Le, 2008).

La Figure 1-36 présente les surfaces de charge pour l'Argile de Boom intacte et gonflée à partir des données de Le (2008) et de Sultan et al. (2010), respectivement. On observe que le gonflement diminue nettement la taille de la surface de charge pour l'Argile de Boom. La ligne d'état critique avec M = 0,87 (Baldi et al., 1991) et le chemin K_0 = 0,83 (Horseman et al., 1987) sont aussi reportés sur cette figure.

La Figure 1-37 présente l'enveloppe de rupture pour l'Argile de Boom à Mol. On observe la non-linéarité de la courbe pour la partie en compression triaxiale. Cette non-linéarité est due à la diminution de la résistance au cisaillement par gonflement à de faibles

contraintes moyennes effectives *p'* (*c.f.* paragraphe 1.3.4.3). Pour la partie en extension, la forme de la courbe de l'enveloppe n'est pas claire, faute de données. Toutefois, vu l'inclinaison et la position de cette courbe par rapport à l'origine, la forme non-linéaire à de faibles contraintes moyennes effectives pourrait être attendue.

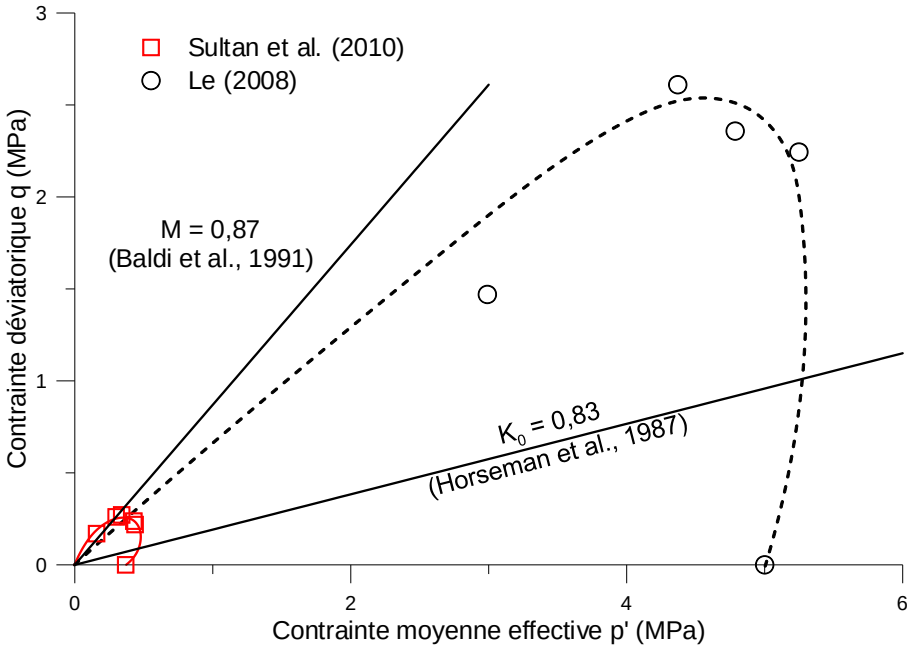


Figure 1-36 : Surface de charge de l'Argile de Boom

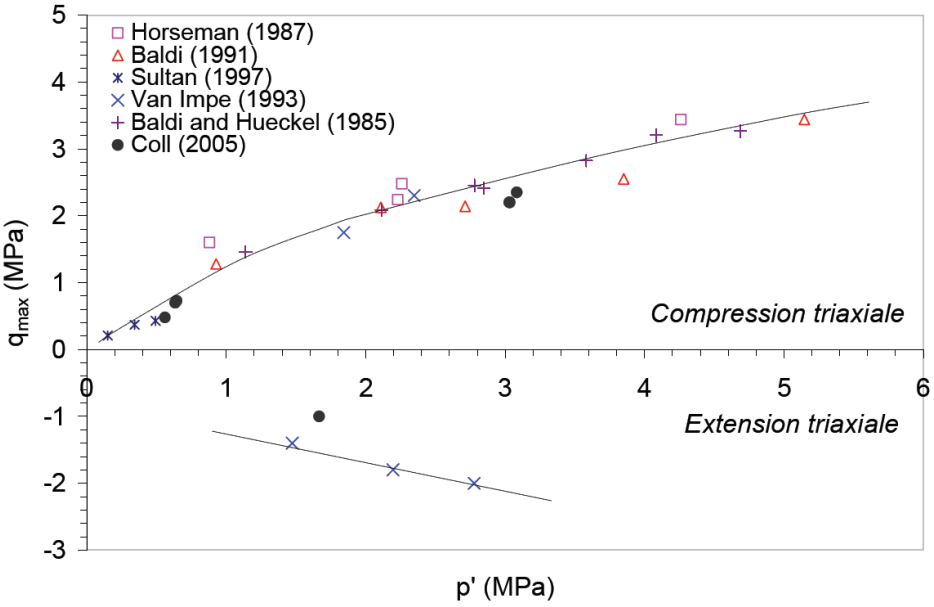


Figure 1-37 : Enveloppe de rupture de l'Argile de Boom (Coll, 2005)

1.3.7.2. Argiles Yprésiennes

Les études sur le comportement hydro-mécanique des Argiles Yprésiennes ne sont menées que récemment, et donc il y a beaucoup moins de résultats disponibles par rapport à l'Argile de Boom. Le rapport de Van Marcke et Laenen (2005) a fait le premier bilan des recherches sur les Argiles Yprésiennes.

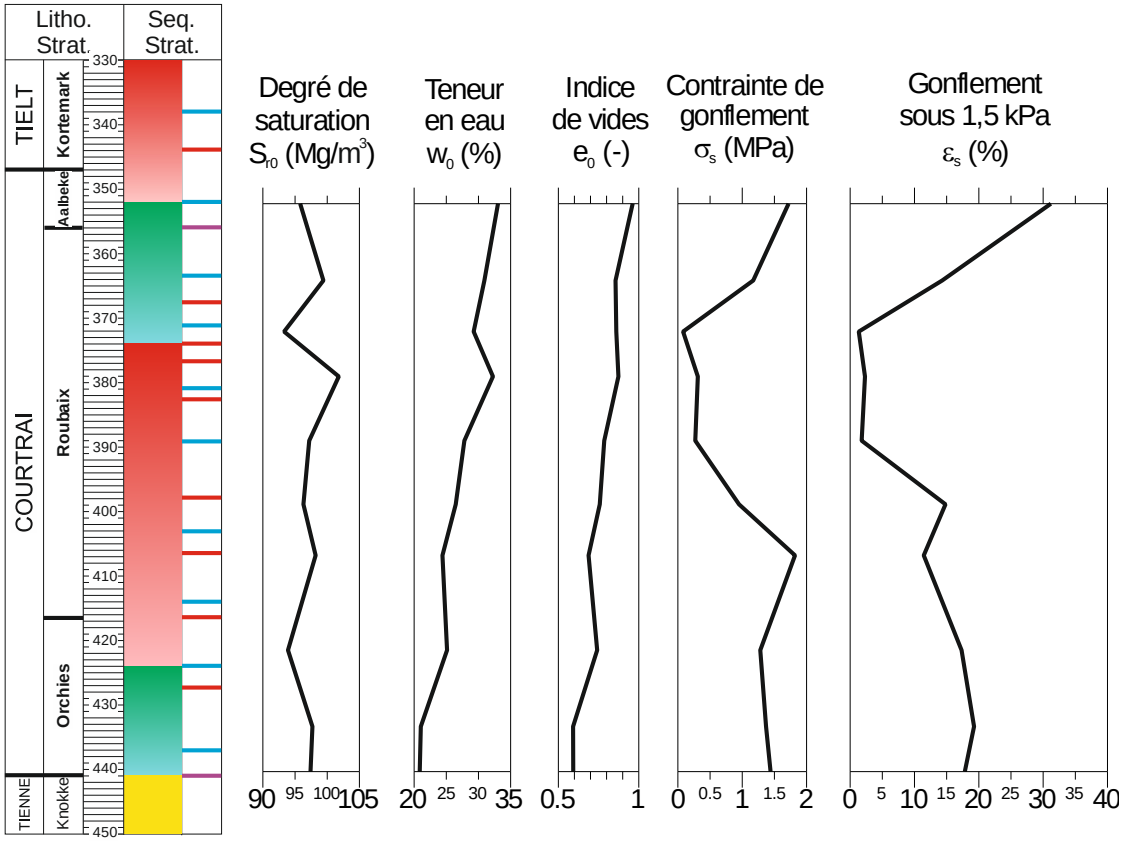


Figure 1-38 : Profils des propriétés physiques et géotechniques des Argiles Yprésiennes à Doel, modifiés selon (UCLouvain, 1998)

La Figure 1-38 présente les variations du degré de saturation S_{r0}, de la teneur en eau w_0 et de l'indice des vides e_0 avec la profondeur pour les Argiles Yprésiennes à Doel. Notons que les bandes rouges correspondent aux régressions ; les vertes aux transgressions pendant la déposition des Argiles Yprésiennes ; les traits à côté indiquent les limites entre des sous-cycles de transgression – régression. Les évolutions du gonflement libre ε_s et de la contrainte de gonflement σ_s dans les essais de "pré-gonflement" (Figure 1-26b) sont aussi reportées sur cette figure. On observe que les Argiles Yprésiennes (après prélèvement) sont légèrement

moins saturées que l'Argile de Boom (Le, 2008; Lima, 2011). Les moyennes de la teneur en eau w_0 et de l'indice des vides e_0 pour les Argiles Yprésiennes sont comparables à celles pour l'Argile de Boom (Tableau 1-1). Pourtant, les variabilités de ces paramètres pour les Argiles Yprésiennes sont plus grandes que celles pour l'Argile de Boom. L'hétérogénéité des Argiles Yprésiennes en termes de contrainte de gonflement σ_s est également plus claire que celle de l'Argile de Boom. En particulier, pour le membre Aalbeke, une contrainte de gonflement de σ_s = 1,6 MPa et une déformation en gonflement de ε_s = -30 % sont obtenues pour un indice des vides de $e_0 \approx 1$. Cela montre la forte capacité de gonflement de ces argiles, surtout pour le membre Aalbeke, la partie inférieure du membre Roubaix et le membre Orchies. En revanche, le sol à la partie supérieure du membre Roubaix présente de faibles capacités de gonflement.

Lima (2011) a réalisé deux essais œdométriques sur les Argiles Yprésiennes à Kallo à la profondeur de 340 m (carotte YK53) sur des éprouvettes en directions perpendiculaire et parallèle au litage (Figure 1-39). La saturation des conduits s'est effectuée sous une contrainte verticale proche de la contraint *in situ* effective $\sigma_v = \sigma'_{v0}$ = 4 MPa. Les limites élastiques dans les directions perpendiculaire et parallèle au litage sont, respectivement, σ_{vy} = 5,7 MPa, σ_{hy} = 5 MPa, correspondant à un coefficient K_0 = 0,88. Ces valeurs sont comparables avec celles de l'Argile de Boom (*c.f.* paragraphe 1.3.7.1). Les valeurs de l'indice de compression pour les éprouvettes verticale C_{cv} = 0,36 et horizontale C_{ch} = 0,39 sont du même ordre de grandeur. Cela indique que l'anisotropie des Argiles Yprésiennes à cette profondeur n'est pas évidente.

La porosimétrie à mercure (PM) a été réalisé sur les éprouvettes (verticales) d'Argiles Yprésiennes YK53 par Lima (2011) à différents états de contraintes indiqués respectivement par les points A ($\sigma_v = \sigma'_{v0}$ = 4 MPa), B (σ_v = 10 MPa), C (σ_v = 20 MPa) et D (σ_v = 0,01 MPa) sur la Figure 1-39. Pour cela, différents essais ont été réalisés jusqu'à ces points. Ensuite, l'approvisionnement d'eau a été interrompu et le système de drainage a été séché avec de l'air comprimé. Le déchargement et l'extraction des éprouvettes étaient donc non-drainés ; ceci évite les gonflements excessifs qui pourrait modifier la microstructure du sol. Le résultat du sol intact est aussi reporté sur la Figure 1-39.

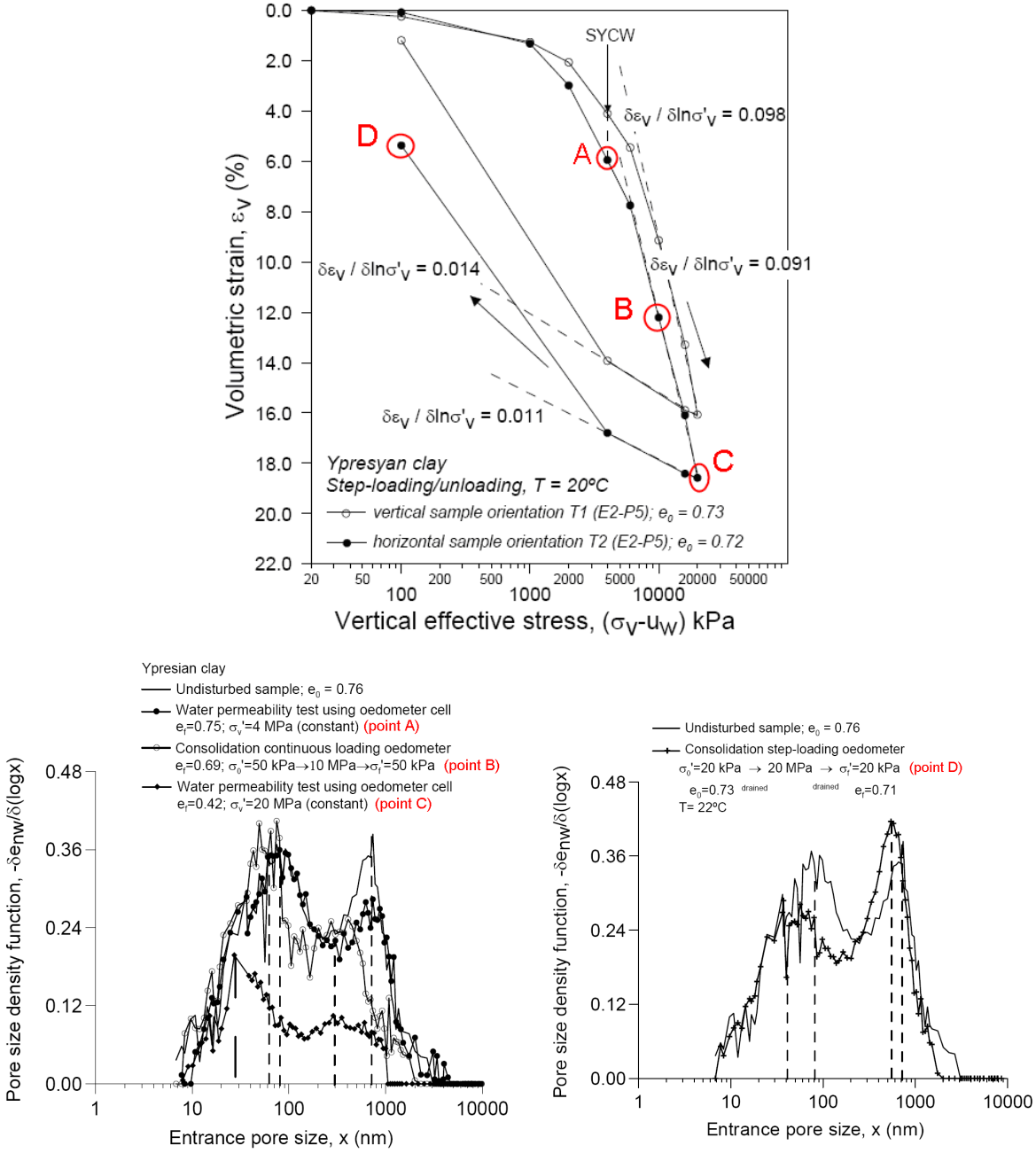


Figure 1-39 : Courbes de compression œdométrique des argiles yprésiénnes à Kallo et l'évolution de la porosimétrie avec la contrainte verticale (Lima, 2011)

A l'état intact, les Argiles Yprésiennes YK53 présente une porosimétrie double-modale avec deux familles de pores dominantes de densités similaires : des micro-pores de diamètre $D = 0{,}07$ µm et des méso-pores de $D = 0{,}7$ µm. Cette caractéristique est particulière pour un sédiment profond qui présente souvent une distribution de pores mono-modale (*c.f.* chapitre 3). Le chargement à $\sigma_v = \sigma'_{v0} = 4$ MPa et la saturation des conduits ont fait diminuer légèrement la densité des méso-pores, les micro-pores restant intacts. A $\sigma_v = 10$ MPa, plus de

méso-pores et une partie des micro-pores sont effondrés. A σ_v = 20 MPa, une grande partie des micro-pores ont disparus ; la distribution des pores est mono-modale avec la dominance des micro-pores de diamètre D = 0,03 µm. A la fin du déchargement à σ_v = 0,01 MPa, le gonflement a restauré la distribution double-modale mais avec les diamètres des micro-pores et méso-pores dominantes plus petits que ceux du sol intact.

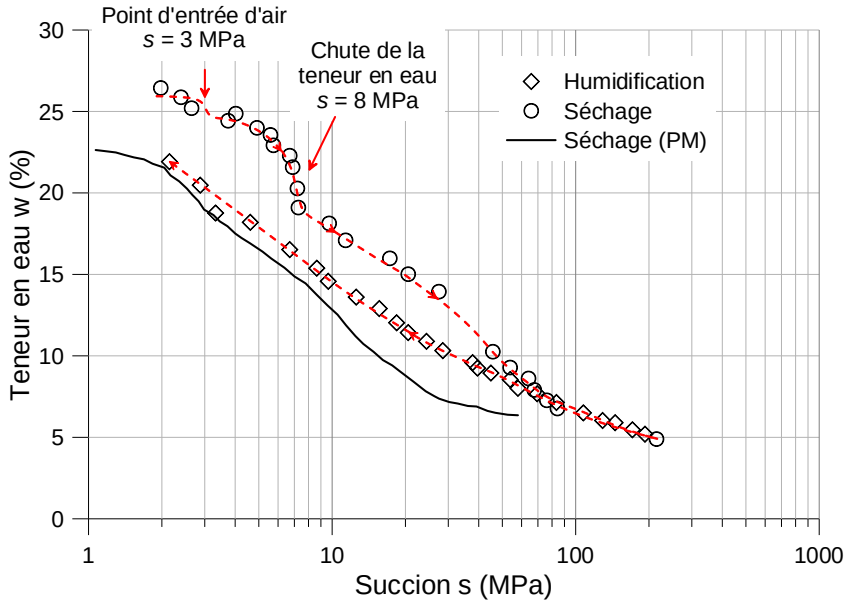


Figure 1-40 : Courbe de rétention d'eau des Argiles Yprésiennes (Pina, 2011)

La Figure 1-40 présente la courbe de rétention d'eau pour les Argiles Yprésiennes à Kallo à la profondeur de 370 m (carotte YK86). La succion et la teneur en eau initiales sont s_0 = 2 MPa et w_0 = 26 %. Le point d'entrée d'air correspond à une succion, s = 3 MPa, plus faible que celle de l'Argile de Boom (Figure 4-42), s = 5 MPa (Le, 2008). Pourtant, à s = 8 MPa, (Lima, 2011 ; Lima et al., 2012 ; Pina, 2011) ont observé une chute de teneur en eau, plus marquée que la première chute au point d'entrée d'air. Les auteurs ont considéré que cette succion correspond au deuxième point d'entrée d'air et attribué cette particularité à la porosimétrie double-modale des Argiles Yprésiennes : les méso-pores correspondent au premier point d'entrée d'air à faible succion s = 3 MPa ; les micro-pores au deuxième point à grande succion s = 8 MPa. En comparant les chutes de teneur en eau aux deux points d'entrée d'air, on peut déduire que la distribution des tailles de pores pour YK86 est dominée par des micro-pores.

1.3.8. Effets de la composition chimique de l'eau de pore sur le comportement mécanique

La plupart des études concernant les effets de la composition chimique de l'eau de pore sur le comportement mécanique sont réalisées sur les sols reconstitués ou remoulés. Différentes méthodes de préparation d'échantillon ont été développées au laboratoire à cette fin : (i) mélanger la poudre de sol avec la solution saline désirée ; (ii) imbiber l'échantillon de sol dans la solution considérée ; (iii) faire infiltrer la solution voulue à travers l'échantillon de sol.

1.3.8.1. Argiles gonflantes

Des effets importants de la composition chimique de l'eau de pore sur le comportement hydro-mécanique des argiles gonflantes remoulées ont été largement rapportés dans la littérature (Barbour et Fredlund, 1989 ; Castellanos et al., 2008 ; Di Maio, 1996 ; Di Maio, 1998 ; Di Maio et Fenelli, 1994 ; Gajo et Loret, 2007 ; Gajo et Maines, 2007 ; Kaczmarek et Hueckel, 1998 ; Loret et al., 2002 ; Mitchell et Soga, 2005 ; Musso et al., 2003 ; Olson et Mesri, 1970 ; Peters et Smith, 2004 ; Rao et Thyagaraj, 2007 ; Yukselen-Aksoy et al., 2008).

En effet, une variation de concentration de sel provoque une déformation volumique réversible (Figure 1-41). Ces déformations de nature osmotique sont liées au comportement des particules argileuses sous un gradient de concentration des ions entre les espaces interfoliaire et interparticulaire lors de l'exposition à une autre solution. L'afflux de cations aux espaces interfoliaires en réponse au gradient de concentration réduit l'épaisseur de la double couche diffuse, diminuant ainsi la séparation des feuillets et la taille des particules et comprimant l'éprouvette de sol à un indice des vides plus petit. En même temps, aussi à cause de la concentration de cations extérieurs plus élevée, l'eau entre les feuillets s'en sort, engendrant une diminution de la pression interstitielle. Par conséquent, la contrainte effective augmente et le sol se comprime. C'est la consolidation osmotique. Inversement, on a le gonflement osmotique.

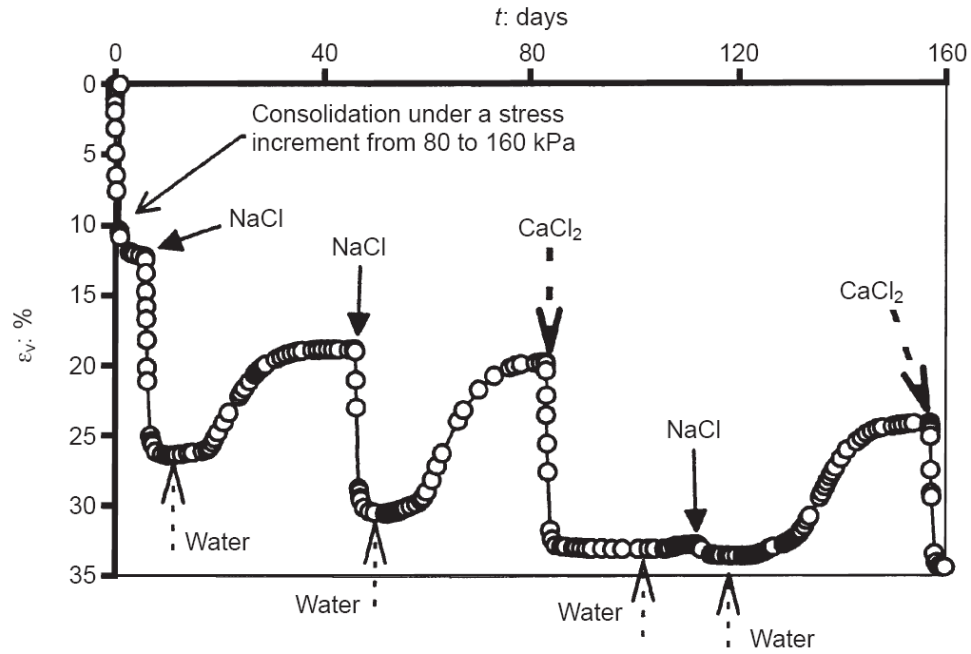


Figure 1-41 : Consolidation et gonflement osmotique de la bentonite de Ponza (Di Maio, 1998)

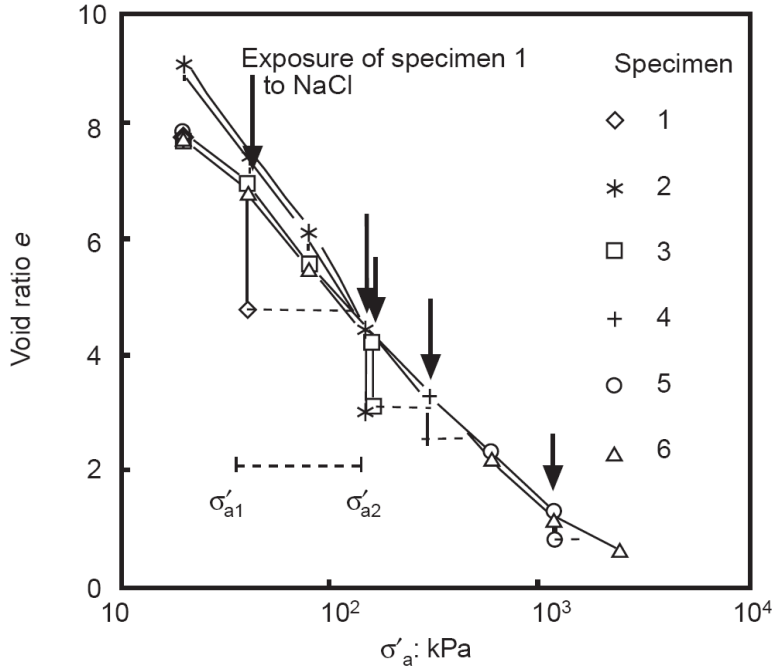


Figure 1-42 : Consolidation osmotique de la bentonite de Ponza sous différentes contraintes verticales (Di Maio, 1996)

Les effets chimiques sont pratiquement gouvernés par la double couche diffuse seule dont l'épaisseur est déterminée par l'équation (1.1). Ainsi, la compression et le gonflement osmotique ε_v, la compressibilité C_c et le gonflement C_s mécaniques, la pression de

gonflement σ_s augmentent avec l'augmentation de la constante diélectrique D de la solution interstitielle et la température T ; et avec la décroissance de la concentration n_0 et la valence υ de cations dans l'eau de pore.

Les effets chimiques ne varient pas proportionnellement avec la concentration saline mais se stabilisent à partir d'une certaine concentration. Ces effets diminuent avec l'augmentation de la contrainte ou de la densité du sol (Figure 1-42).

1.3.8.2. Argiles non-gonflantes

Pour les argiles non-gonflantes, il est observé qu'elles sont relativement inertes au changement de concentration de sel dans l'eau interstitielle, mais sensibles à la variation de *pH* et de constante diélectrique. Wahid et al. (2011a, b) ont préparé une kaolinite avec de l'eau distillée puis exposé à différentes solutions salines, acide et basique. Ils ont observé un effet négligeable des solutions salines (Figure 1-43a). Des diminutions irréversibles de volume engendrées par l'exposition d'échantillons aux solutions acides et basiques ont été pourtant observées (Figure 1-43b), qui sont à relier à la dissolution de minéraux et à la dégradation des particules.

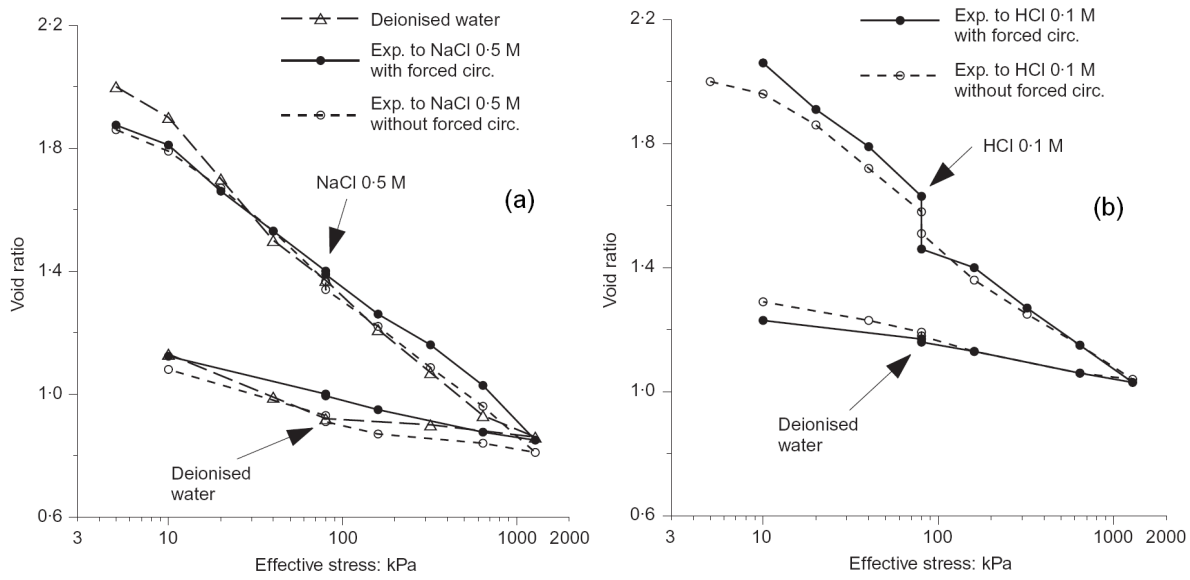


Figure 1-43 : Exposition d'une kaolinite aux solutions salines, (a) basique et (b) acide (Wahid et al., 2011b)

Chen et al. (2000), Olson et Mesri (1970), Rao et Sridharan (1985), Sridharan et Rao (1973) ont découvert sur des kaolinites qu'avec l'augmentation de la constante diélectrique D, l'indice de compression C_c diminue jusqu'à une valeur minimale correspondant à D = 24, puis augmente jusqu'à une certaine valeur correspondant à la constante diélectrique de l'eau distillée D_{eau} = 80, avant de se stabiliser sur un plateau (Figure 1-44a), tandis que l'indice de gonflement C_s s'accroit de façon continue avec la constante diélectrique (Figure 1-44b). Ces phénomènes ont été expliqués par les forces d'interaction interparticulaires (forces d'attraction de Van de Waals et de répulsion de double couche diffuse).

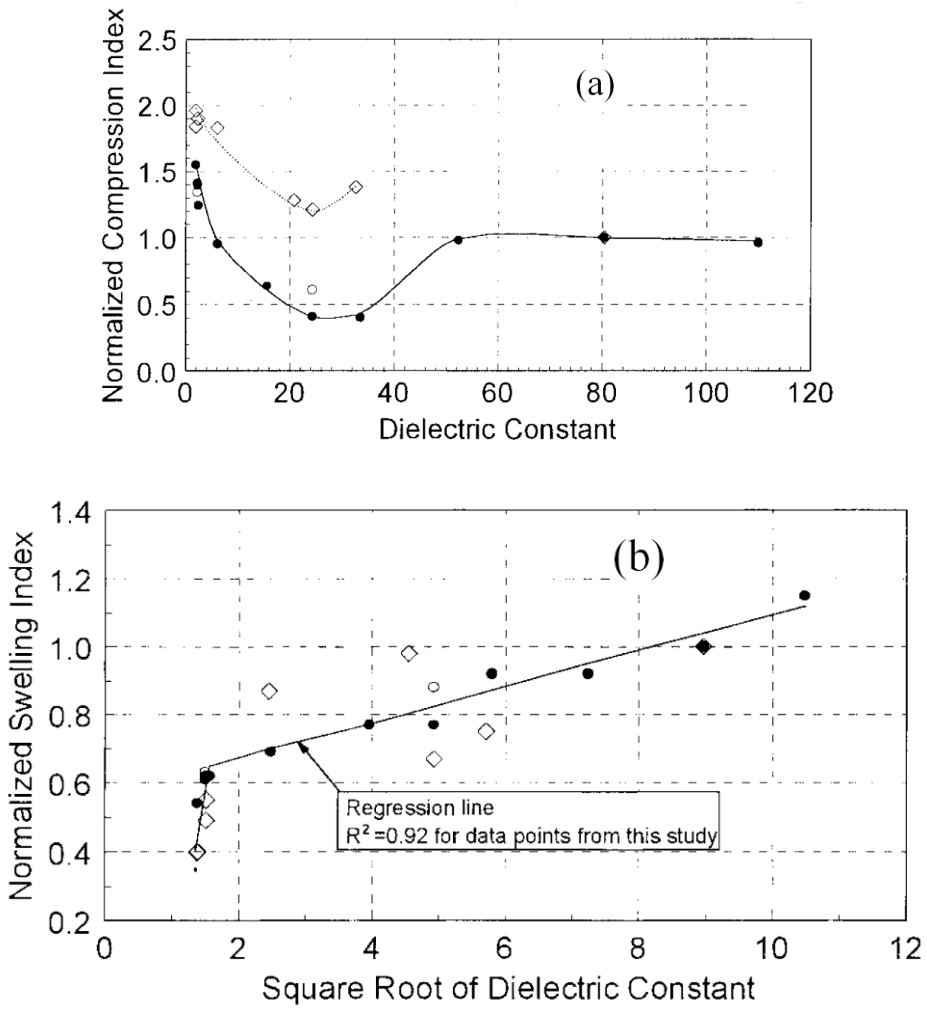


Figure 1-44 : Variation de l'indice de compression (a) et de gonflement (b) avec la constante diélectrique selon Sridharan et Rao (1973) (symbole en losange vide), Olson et Mesri (1970) (symbole en cercle vide) et Chen et al. (2000) (symbole en cercle plein)

Sur la Figure 1-44b, la constante diélectrique est en racine carrée, ce qui permet de mettre en évidence l'effet répulsive de la double couche diffuse (voir équation (1.1)). La

différence entre la relation linéaire de l'épaisseur de la double couche diffuse et la relation bi-linéaire de l'indice de gonflement avec la racine carrée de la constante diélectrique montre l'effet des forces d'attraction de Van der Waals. La variation des forces d'attraction de Van der Waals avec la constante diélectrique est présentée sur la Figure 1-5, qui est relativement concordante avec la Figure 1-44a. Deux décalages mineurs pourraient toutefois être relevés : (i) la compressibilité minimale se trouve à D = 24, tandis que la constante Hamaker descende le plus à D = 16 ; (ii) pour les constantes diélectriques au-delà de 80, la compressibilité se stabilise ; pourtant, les forces d'attraction augmentent encore. Les auteurs ont attribué la première différence à plusieurs approximations adoptées dans la théorie. La deuxième différence est liée à l'effet de la double couche diffuse. A faible constante diélectrique, la double couche diffuse ne se développe pas, par conséquent, les variations de la compressibilité et des forces attractives s'accordent. A grande constante diélectrique (au-delà de D_{eau} = 80), la double couche diffuse se développe. Les augmentations des forces attractives de Van der Waals (Figure 1-5) et répulsive de double couche diffuse (voir équation (1.1)) s'annulent, entraînant une variation négligeable de la compressibilité dans cette gamme de constante diélectrique. Au niveau du gonflement, la diminution considérable des forces attractives avec l'augmentation de constante diélectrique dans la zone de faibles valeurs où la double couche diffuse ne peut pas se développer (D < 6) explique la forte croissance initiale de l'indice de gonflement sur la Figure 1-44b. Pour les solutions polaires, *i.e.* de grandes constantes diélectriques, les forces répulsives dominent, et la relation linéaire entre l'indice de gonflement avec la racine carrée de la constante diélectrique indique que l'augmentation du gonflement pourrait être attribuée à l'augmentation de la double couche diffuse.

1.3.8.3. Argiles raides naturelles

Les effets de la composition chimique de l'eau de pore sur le comportement mécanique des argiles intactes sont peu étudiés. Des essais de gonflement sur l'argilite Callovo-Oxfordienne avec l'eau distillée et quelques solutions salines sous différentes contraintes ont été réalisés par Daupley (1997) et Wakim (2005). Comme pour les argiles reconstituées ou molles, plus la concentration de sel est forte, plus la capacité de gonflement est faible. Par contre, l'effet de sel de l'eau interstitielle sur l'Argile de Boom est négligeable (Deng et al., 2011b).

Généralement, les argiles raides répondent aux changements de composition chimique de l'eau interstitielle de même manière que les argiles reconstituées, mais à une plus faible magnitude. La raison est probablement que seule la fraction des argiles gonflantes (smectite par exemple) dans l'argile naturelle est sensible à la variation chimique de l'eau de pore et que la structure intacte pourrait faire obstacle à ces effets.

1.4. Comportement hydraulique des argiles

Le comportement hydraulique du sol est décrit par la loi de Darcy. Dans le cas unidimensionnel, cette loi s'écrit :

$$v = ki \tag{1.12}$$

où v est la vitesse d'écoulement, i est le gradient hydraulique et k est le coefficient de perméabilité.

Pour s'affranchir de l'effet des propriétés physiques des fluides, et donc avoir un paramètre inhérent du sol, la perméabilité intrinsèque K est souvent utilisée :

$$K = \frac{k\mu_f}{\rho_f g} \tag{1.13}$$

où μ_f est la viscosité dynamique du fluide ; ρ_f est la masse volumique du fluide ; g est l'accélérateur de gravité.

Les paramètres de perméabilité du sol k et K peuvent être déterminés au laboratoire de façon directe ou indirecte. Suivant la charge hydraulique appliquée, les méthodes directes sont à charge constante ou variable.

1.4.1. Essai au laboratoire

Les essais à charge constante consiste à maintenir une différence de charge Δh constante entre les deux extrémités d'une éprouvette de sol de l'épaisseur H et de section A, et on mesure la quantité d'eau $V_w(t)$ qui traverse l'éprouvette au cours du temps. Le coefficient de perméabilité est déterminé par :

$$k = \frac{débit}{gradient} = \frac{V_w(t_2) - V_w(t_1)}{(t_2 - t_1)A}\frac{H}{\Delta h} \tag{1.14}$$

Deng et al. (2011b) ont utilisé un contrôleur de pression/volume (CPV) pour appliquer une pression de 1 MPa sur une extrémité d'une éprouvette d'Argile de Boom dans un œdomètre afin de mesurer sa perméabilité. La valeur obtenue est de l'ordre de 10^{-12} m/s.

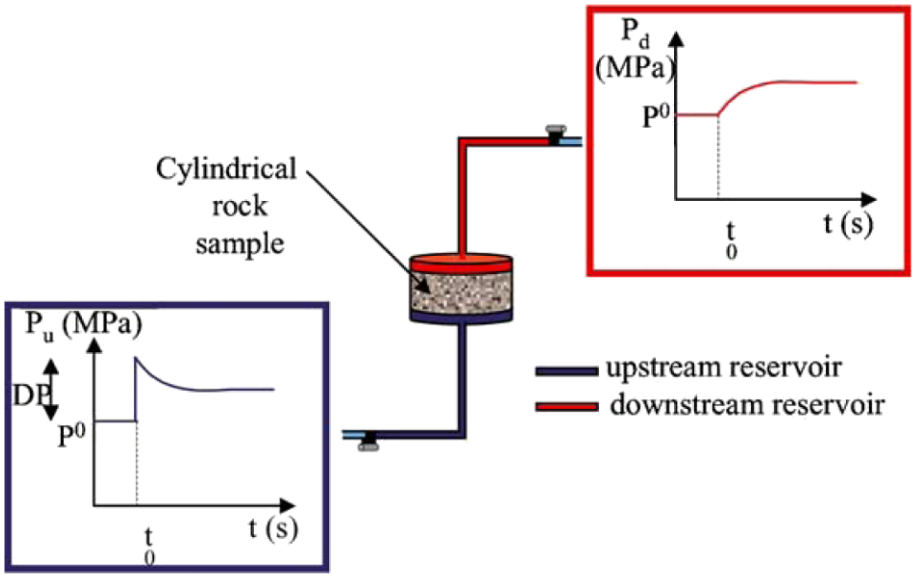


Figure 1-45 : Pulse test (Homand et al., 2004)

Dans les essais à charge variable, on observe l'écoulement d'eau contenue dans un tube de section *a* à travers une éprouvette de sol. A mesure que l'eau traverse l'éprouvette, la différence de charge hydraulique et par conséquent la vitesse d'écoulement diminue. On a :

$$\Delta h(t) = \Delta h(t_0) \exp\left[-\frac{A}{a}\frac{k}{H}(t - t_0) \right] \tag{1.15}$$

Le coefficient de perméabilité *k* est donc proportionnel à la pente de variation du logarithme de la charge hydraulique en fonction du temps.

Pour les argiles peu perméables ou les argilites, on utilise souvent un autre type d'essai - le pulse test (Figure 1-45). L'échantillon cylindrique, isolé latéralement à l'aide d'une membrane de pression de confinement, est connecté en amont et à l'aval à deux réservoirs. Les phases initiales sont la consolidation, la saturation/ré-saturation et l'homogénéisation de la pression interstitielle. A un certain temps t_0, la pression du réservoir en amont est augmentée brusquement. L'évolution de la pression des deux réservoirs est ensuite enregistrée. Le coefficient de perméabilité est déterminé en comparant le résultat avec les abaques théoriques établis à partir des solutions analytiques. Homand et al. (2004) ont

obtenu avec cet essai une perméabilité k = 5,13 10^{-14} m/s pour l'argilite Callovo-Oxfordienne à Meuse/Haute−Marne sous 6,3 MPa de pression de confinement effective.

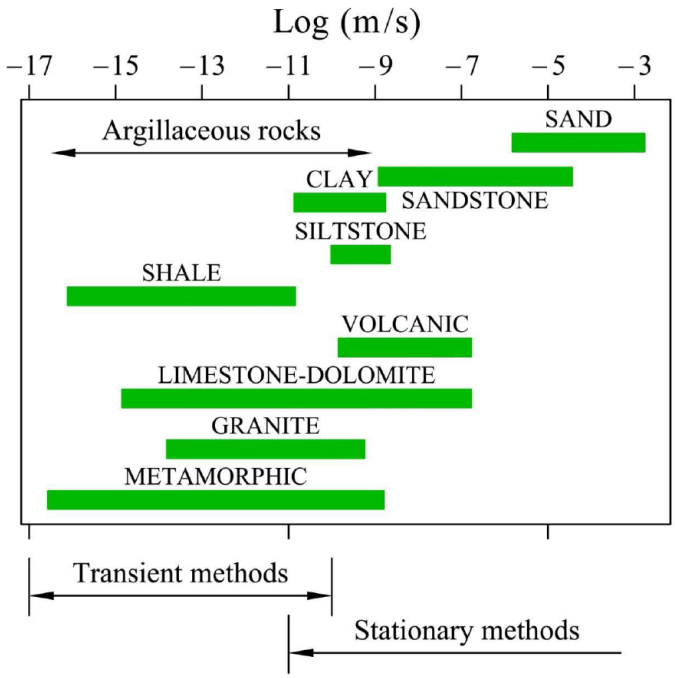


Figure 1-46 : Perméabilités des sols, des roches et méthodes de mesure proposées (Brace, 1980)

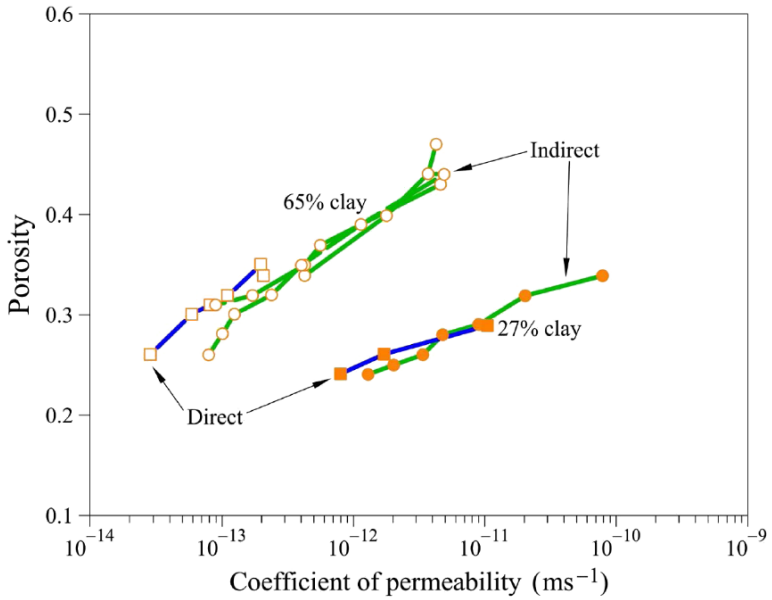


Figure 1-47 : Perméabilités des argiles de Londres (Neuzil, 1994)

Les gammes de perméabilité et les domaines d'application des méthodes de mesure à charge constante ou variable pour différents types de sol sont présentés sur la Figure 1-46.

Une autre méthode est la méthode de Casagrande, par l'intermédiaire des coefficients de consolidation C_v et des modules œdométriques $E_{œd}$:

$$C_v = \frac{T_{v50} H^2}{t_{50}} \tag{1.16}$$

$$k = \frac{C_v \rho_f g}{E_{œd}} \tag{1.17}$$

où t_{50} est le temps correspondant à un degré de consolidation U_v = 50 % ; T_v est le facteur de temps, à t_{50}, T_{v50} = 0,197 ; H est la longueur de drainage.

La correspondance entre les perméabilités mesurées par les méthodes directe et indirecte a été montrée par Neuzil (1994) sur les argiles de Londres (voir Figure 1-47).

1.4.2. Essai *in situ*

La détermination de la perméabilité du sol *in situ* se fait avec l'air (essai pneumatique) ou l'eau (essai hydraulique). Le principe général des essais de perméabilité sur place est d'engendrer une différence de pression d'eau/aire entre un puits et le milieu environnant considérée comme infini, ou avec plusieurs autres puits aux alentours.

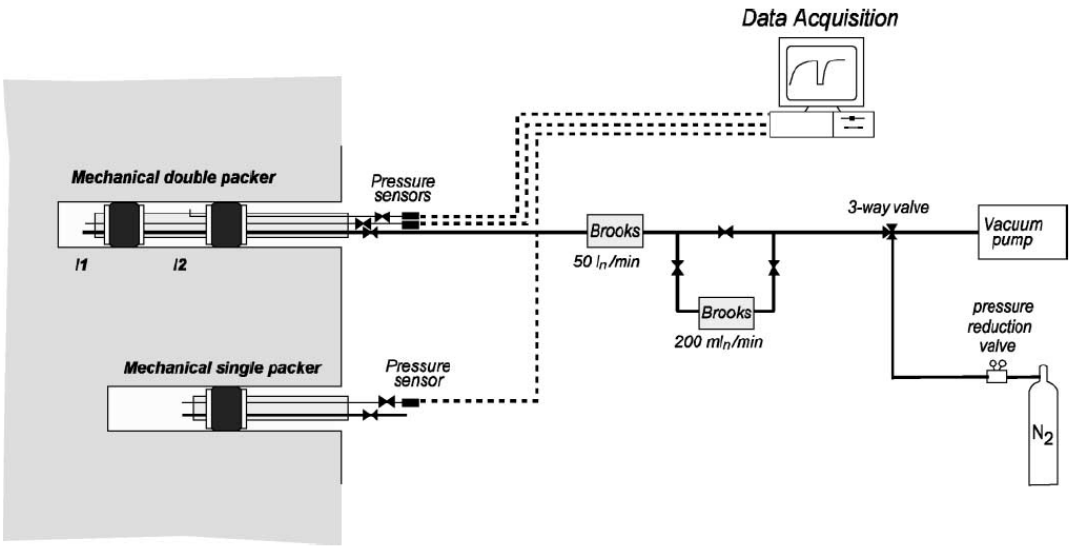


Figure 1-48 : Essai de perméabilité pneumatique (Bossart et al., 2002)

La Figure 1-48 présente un schéma d'installation d'un essai pneumatique dans la zone endommagée par excavation (EDZ) dans l'argilite d'Opallinus à URL de Mont Terri. Il s'agit d'un puits d'émetteur d'environ 1 m de longueur avec double obturation distancée de 10 cm, et des puits d'observation avec une seule obturation. On crée ensuite soit une surpression par l'injection de Nitrogène soit une baisse de pression par pompe à vide brusque. Le débit et la pression d'air est enregistrés dans les puits d'émetteur et d'observation. L'essai est arrêté une fois l'état stable du flux est établi ou les limites de pression d'air est atteintes (par sécurité). Des approches pour l'estimation de la perméabilité intrinsèque avec essai pneumatique sont décrites dans Jakubick et Franz (1993) et Sabet (1991).

La conductivité hydraulique d'une formation géologique est déterminée *in situ* à l'échelle métrique dans un forage avec des tests par injection ou à l'obturateur (slug test), ou à l'échelle décamétrique par essai entre sondages.

Le slug test est similaire au pulse test (*c.f.* paragraphe 1.4.1). Dans cet essai, on applique instantanément une charge hydraulique entre deux obturateurs dans un piézomètre en introduisant/enlevant une certaine quantité d'eau (Bredehoeft et Papadopulos, 1980). La restauration du niveau d'eau initial dans le piézomètre dans le temps est enregistrée et utilisée pour estimer le coefficient de perméabilité par des solutions analytiques (Barker, 1988). Les avantages du slug test sont le bas prix, la rapidité et la perturbation négligeable à l'aquifère. Ses inconvénients viennent de la localité de la zone de l'aquifère impliqué et d'influences éventuelles des paquets de gravier et/ou de sable à proximité de la paroi du forage. La perméabilité de l'Argile de Boom à Mol déterminée par cette méthode est de 2,1-5,1×10^{-12} m/s (Bronders, 1992).

Tableau 1-2 : Perméabilité de l'Argile de Boom (ONDRAF, 2001)

	Conductivité hydraulique horizontale K_h [m·s^{-1}]		Conductivité hydraulique verticale K_v [m·s^{-1}]	
Zone de transition	10^{-11}	10^{-12} à 10^{-10}	$6{\cdot}10^{-12}$	10^{-12} à 10^{-10}
Membres de Putte et Terhagen	$6{\cdot}10^{-12}$	$3{\cdot}10^{-12}$ à 10^{-11}	$3{\cdot}10^{-12}$	$7{\cdot}10^{-13}$ à $7{\cdot}10^{-12}$
Membre de Belsele-Waas	10^{-10}	10^{-12} à 10^{-9}	$6{\cdot}10^{-11}$	10^{-12} à 10^{-9}

L'essai hydraulique entre sondages consiste à injecter de l'eau à une faible surpression constante (0,2 bar par exemple) ou à appliquer une pressurisation brusque dans un puits et à suivre l'évolution de pressions dans les puits de sondage aux alentours ainsi que le débit d'eau injectée (Bossart et al., 2004; Bronders, 1992; Carlsson et al., 1983; Landa, 2004). La perméabilité est ensuite déduite des données enregistrées par des solutions analytique ou numérique. L'essai hydraulique *in situ* entre sondages permet donc d'évaluer la perméabilité à une grande échelle, d'éviter par conséquent des influences locales, d'améliorer la représentativité des résultats. Il permet aussi d'estimer l'anisotropie de conductivité hydraulique qui est inhérente des sédiments profonds. Un résultat de cet essai sur l'Argile de Boom est présenté dans le Tableau 1-2.

1.4.3. Corrélations

Comme la perméabilité est liée au volume/distribution des pores du matériau (Figure 1-47), il est tout naturel d'essayer de faire des corrélations entre la perméabilité k et l'indice des vides e.

La perméabilité intrinsèque des milieux poreux selon Kozeny−Carman (Carman, 1956 ; Kozeny, 1927) est :

$$K = \frac{1}{k_s T^2 s_s} \frac{e^3}{1+e} \tag{1.18}$$

où k_0 est le facteur de forme de la texture ; T est le coefficient de tortuosité ; s_s est la surface spécifique et e est l'indice des vides.

La conductivité hydraulique selon Taylor (1948) est :

$$k = C \frac{e^m}{1+e} \tag{1.19}$$

où C et m sont des constantes ; e est l'indice des vides. Aubertin et al. (1996), Sridharan et Nagaraj (2005) ont analysé l'effet de m et proposé que m = 5.

Leroueil et al. (1990a, b) et Tavenas et al. (1983) ont appliqué l'équation (1.20) de Taylor (1948) pour une variété d'argiles de différentes densités :

$$k = k_0 \times 10^{(e-e_0)/C_k} \tag{1.20}$$

où C_k est l'indice de changement du coefficient de perméabilité ; e_0 et k_0 sont les valeurs de référence (valeurs *in situ* normalement) de l'indice des vides et le coefficient de perméabilité. Ces auteurs ont proposé une corrélation entre C_k et l'indice des vides *in situ* e_0 : $C_k = 0{,}5e_0$.

Tenant compte de la sensibilité des argiles, Mesri et al. (1994) ont proposé l'équation suivante dans laquelle *CF* est la fraction argileuse et A_c est l'activité de sol :

$$k = 6{,}54\times10^{-11}\left[\frac{e}{CF\left(A_c+1\right)}\right]^4 \tag{1.21}$$

Pour les sols gonflants compactés, Villar (2002) a proposé une relation linéaire entre l'exponentiel du coefficient de perméabilité à l'eau distillée k_w (m/s) et la densité sèche ρ_d (g/cm^3) :

$$\log k_w = -6{,}00\rho_d - 4{,}09 \quad \text{Si} \quad \rho_d < 1{,}47 \ (g/cm^3) \tag{1.22}$$

$$\log k_w = -2{,}69\rho_d - 8{,}57 \quad \text{Si} \quad \rho_d > 1{,}47 \ (g/cm^3) \tag{1.23}$$

Deng et al. (2011c) ont proposé la corrélation suivante:

$$k = \frac{A}{w_L^{2,9}}\times10^{Be} \tag{1.24}$$

où A et B sont des constantes ; w_L est la limite de liquidité. Pour l'Argile de Boom, ils ont trouvé : A = 3,2×10^{-9} m/s et B = 3,56.

La tendance générale de la perméabilité en fonction de l'indice des vides est alors croissante en puissance. La différence entre les formules réside dans la minéralogie (sable, argile, fraction argileuse, *etc.* (Figure 1-47) et dans la distribution des pores. Romero (1999) a ainsi montré que les écoulements ne pouvaient avoir lieu que dans les macropores.

1.4.4. Effets chimiques sur la perméabilité

Une salinité plus élevée induit une compression des sols contenant une grande fraction d'argiles gonflantes (*cf.* 1.3.8.1). Cette compression (diminution de l'indice des vides *e*), suivant les corrélations présentées au paragraphe 1.4.3, pourrait entraîner une diminution de la perméabilité du sol.

Cependant, plusieurs résultats sur les argiles gonflantes compactées ont montré que la perméabilité augmentait avec la salinité de l'eau de pore. En effet, une augmentation de

conductivité hydraulique de 184 % a été obtenue sur la bentonite FEBEX de NaCl 0,22 M par rapport à l'eau distillé. Avec NaCl 5,5 M, le coefficient de perméabilité a doublé (Figure 1-49). Cela a été confirmé par Karnland et al. (1992) sur la bentonite MX-80 avec une croissance de 5 – 6 fois de *k* quand on passe de 0 % à 3,5 % NaCl. Villar (2005) a aussi obtenu sur la bentonite MX-80 une augmentation de 135 % de *k* avec une solution de 0,5 % NaCl par rapport à l'eau pure. Pusch (2001) a présenté une augmentation de deux magnitudes en *k* quand la salinité monte de 0 % à 20 % sur l'argile Friedland Ton, une argile naturelle contenant 45% de smectite. De plus, Castellanos et al. (2008) et Pusch (2001) ont conclu que le sodium donne lieu à une croissance plus élevée que le calcium en perméabilité (Figure 1-49). On peut aussi citer d'autres résultats dans ce domaine : Studds et al. (1998) sur les mélanges de Na-Montmorillonite et sable, Rolfe et Aylmore (1977) sur les mélanges de Montmorillonite et Illite. McNeal et Coleman (1966) ont étudié l'effet de la salinité sur *k* avec sept sols de différentes minéralogies argileuses. Leurs résultats confirment la tendance de variation de la perméabilité observée dans les travaux cités ci-dessus et montrent en plus le rôle déterminant de la fraction des matières gonflantes : la perméabilité est d'autant plus influencée par la salinité que la fraction d'argile de structure 2:1 est importante. Ainsi, la conductivité hydraulique de la kaolinite est insensible à la salinité, tandis que celle de la montmorillonite en dépend fortement.

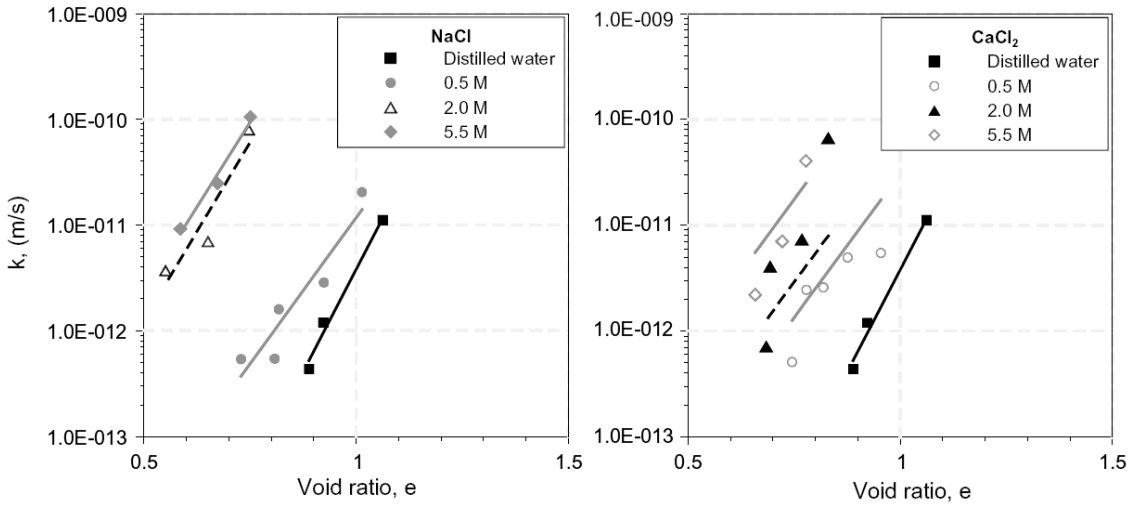


Figure 1-49 : Variation de *k* de la bentonite FEBEX avec différentes concentrations de NaCl et $CaCl_2$ (Castellanos et al., 2008)

L'influence de la salinité sur la perméabilité observée par plusieurs auteurs mentionnées ci-dessus est attribuée à (i) la distribution d'ions associée à des variations complexes des cations échangeables et (ii) la concentration en électrolyte dans la solution filtrante (Rolfe et Aylmore, 1977). Divers mécanismes pourraient contribuer à ces changements, parmi lesquels on cite : (i) la modification du réseau de pores ; (ii) la variation de la mobilité des molécules d'eau associée aux cations échangeable adsorbés sur la surface argileuse ou dans la double couche diffuse ; et (iii) la modification du comportement visqueux de l'eau de pore. En effet, l'augmentation de la concentration d'électrolyte entraîne la réduction de la capacité de gonflement des particules d'argile (*c.f.* paragraphe 1.3.8.1). Cela élargit les grands chemins d'écoulement entre ces particules au détriment des petits chemins d'écoulement en raison du rétrécissement de l'espace interfoliaire au sein des particules. Ces évolutions favorisent l'écoulement et donc augmente la perméabilité du milieu. Par contre, un développement plus large de la double couche diffuse à cause de la diminution de la concentration des électrolytes engendre une réduction de la perméabilité, parce que la taille des grands chemins d'écoulement diminue au profit du nombre de petits chemins d'écoulement.

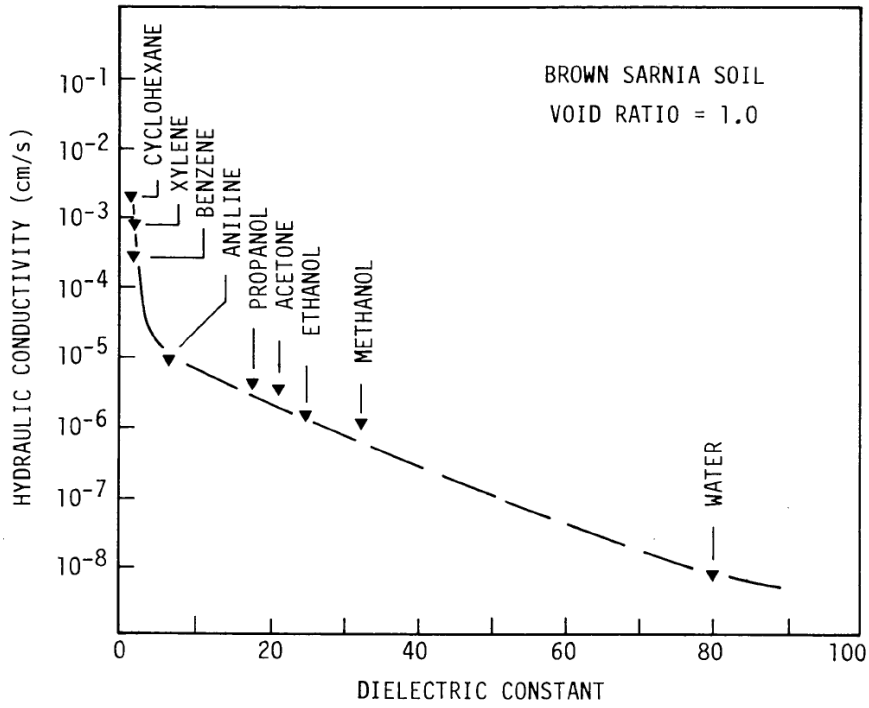


Figure 1-50 : Variation de *k* avec la constante diélectrique pour l'argile de Sarnia (Fernandez et Quigley, 1985)

Pour les argiles moins gonflantes avec des solutions filtrantes apolaires telles que des sols contaminés par des hydrocarbures, la constante diélectrique joue le rôle décisif dans la variation de perméabilité. Fernandez et Quigley (1985), Cui et al. (2003) et Delage et al. (2000) ont réalisé des essais de perméabilité respectivement sur une argile naturelle de Sarnia, et sur le limon de Jossigny compacté (les deux sols ont les valeurs comparables de w_L = 38 et de w_P = 18) avec de l'eau distillée et quelques hydrocarbures de différentes constantes diélectriques. Les auteurs ont obtenu une augmentation de k et aussi de la perméabilité intrinsèque K avec la diminution de la constante diélectrique D (Figure 1-50). Ils ont attribué cela à l'agrégation des particules, un autre mécanisme qui conduit aussi à l'élargissement des micro-canaux d'écoulement. Des observations microstructurales à l'aide de la porosimétrie à mercure et la MEB ont confirmé leur conclusion.

1.5. Conclusions

Une étude bibliographique a été réalisée sur le comportement chimico-hydro-mécanique des argiles.

La première partie a décrit la constitution des minéraux argileux à partir des unités structurales de base : tétraédrique et octaédrique, ainsi que leurs modes de combinaison. Cette constitution des minéraux confère aux argiles des propriétés physico-chimiques et des interactions interparticulaires complexes, l'origine de fort couplage chimico-hydro-mécanique à l'échelle macroscopique.

La structure des sols argileux à l'échelle microscopique est variée en fonction des modes de combinaison des unités de structure de base. Elle est généralement constituée de deux aspects : (i) la texture liée à l'hétérogénéité, la stratification, la distribution des particules et les fissures ; et (ii) la liaison interparticulaire assurée par toutes les forces électrostatique, électromagnétique, de Van de Waals et de la cimentation. Pour les sols naturels, la structure est développée pendant toute leur vie géologique où pourraient intervenir plusieurs événements. Ces événements géologiques ont été regroupés dans le "cycle géotechnique" par Chandler (2000) pour considérer seulement leurs effets sur les propriétés géotechniques du sol. En raison de la longue durée de développement, la structure des argiles naturelles se diffère nettement de celle des argiles reconstituées.

Le comportement mécanique des sols argileux présente une phase d'élasticité dans une zone de petites déformations. Dans ce domaine, la structure des sols naturels est supposée

de rester intacte. Le chargement amène le sol à la limite élastique et puis à l'état plastique. Trois modes de plastification ont été mises en évidence par Leroueil et Vaughan (1990) : compression, cisaillement et gonflement. La compression au-delà de la limite élastique engendre la rupture progressive des pores et la réorientation des particules argileuses. Pour les argiles contenant une grande fraction d'argiles gonflantes, le gonflement en dessous de la limite élastique cause une pente de compression plus faible, et une diminution de la résistance au cisaillement.

Pour les argiles naturelles en profondeur contenant une phase gonflante, comme le cas pour les Argile de Boom et Yprésiennes, des soins particuliers devraient donc être apportés au prélèvement, au stockage et à la re-saturation. En plus de l'effet de l'hétérogénéité spatiale inhérente de ces sédiments, les résultats sont également influencés par les techniques expérimentales utilisées dans différentes études. Malgré cela, on peut observer que l'Argile de Boom est peu indurée par rapport à d'autres argiles raides et argilites. Les limites élastiques en compressions œdométrique et isotrope sont de l'ordre de 5 – 6 MPa, correspondant à des rapports de YSR = 2 – 2,5. Suivant Horseman et al. (1987), ces valeurs correspondraient non seulement au phénomène d'érosion mais aussi à d'autres événements géologiques. Bien que les échantillons d'Argile de Boom soient presque saturés, des succions de 2 – 4 MPa ont été obtenues par (Lima, 2011). Ces succions impliquent des méthodes de re-saturations appropriées pour ce sol. Ainsi, différentes surfaces de charge pour l'Argile de Boom à Mol ont été rapportées par Le (2008) et par Sultan (2010). Un fort couplage hydro-mécanique a été rapporté par Le (2011) sur l'Argile de Boom, et ils ont expliqué ce couplage par les effets physico-chimiques favorisés par la structure du type "matrice". Ces effets sont d'autant plus importants que les particules sont orientées par le chargement mécanique.

Peu d'études ont été menées sur les Argiles Yprésiennes. Par rapport à l'Argile de Boom, les Argiles Yprésiennes sont nettement plus gonflantes ; ceci malgré leur densité plus faible. La succion initiale des échantillons d'Argiles Yprésiennes sont plus faibles que celle d'Argile de Boom, bien qu'ils soient moins saturés. La courbe de rétention d'eau des Argiles Yprésiennes présentent deux points d'entrée d'air, à relier à leur distribution des tailles de pore double-modale.

Au niveau de la perméabilité, différentes méthodes de mesure ont été développées, au laboratoire et *in situ*. Plusieurs équations ont été proposées pour corréler la perméabilité avec la densité et la minéralogie. En général, la variation de la perméabilité avec l'indice des vides peut être représentée par une fonction de puissance.

A l'état reconstitué, les argiles gonflantes réponse à une variation de la concentration de sel dans l'eau de pore par une déformation volumique réversible qui consiste à une consolidation ou un gonflement osmotique, gouvernée pratiquement par la double couche diffuse seule. Une augmentation de la salinité engendre des diminutions de la compressibilité et de la capacité de gonflement, mais une augmentation de la perméabilité. Les argiles non-gonflantes reconstituées sont relativement inertes à la variation de la salinité dans l'eau interstitielle, mais sensibles à la variation de *pH* et de constante diélectrique. Ces effets chimiques sur le comportement volumique de la kaolinite sont irréversibles.

Les effets de la composition chimique de l'eau de pore sur le comportement hydro-mécanique des argiles intactes sont aussi peu étudiés. Généralement, les argiles raides répondent aux changements de composition chimique de l'eau interstitielle de même manière que les argiles reconstituées, mais à une plus faible magnitude.

Chapitre 2.

Techniques expérimentales

2.1. Introduction

Le présent chapitre décrira les dispositifs expérimentaux utilisés dans cette étude ainsi que les procédures d'expérimentation et les méthodes de traitement de données correspondantes. Les essais concernés sont (i) déterminations de la teneur en eau *w*, des limites d'Atterberg w_L et w_P, de la courbe granulométrique, de la valeur de bleu méthylène *VBS* et de la teneur en carbonates ; (ii) analyses de la microstructure par microscopie électronique à balayage (MEB) et par porosimétrie à mercure (PM) ; (iii) essais œdométriques à basse et à haute pression ; (iv) essais de compression isotrope ; et (v) essais triaxiaux.

2.2. Préparation d'échantillons et de l'eau synthétique

L'Argile de Boom à Essen et les Argiles Yprésiennes à Kallo étudiées dans ce travail ont été fournies par le GIE EURIDICE et l'ONDRAF/NIRAS sous forme des carottes en tube PVC de diamètres intérieurs de D = 90 – 100 mm et de longueurs de L = 600 – 1000 mm, prélevées dans la direction perpendiculaire au litage, aux forages Essen-1 et ON-Kallo-1, respectivement. Ces carottes étaient enveloppées de papier d'aluminium sous vides. Elles étaient ensuite recouvertes d'une couche spongieuse avant d'être mises séparément dans des boîtes en plastique/bois pour éviter des perturbations lors du transport au laboratoire (Figure 2-1).

Les tubes de carotte d'Argile de Boom à Essen étaient couverts aux deux extrémités par une couche de paraffine avant d'être fermés par les couvercles en PVC. On note qu'il manquait cette couche de protection pour les tubes de carotte d'Argiles Yprésiennes (Figure

2-2). En particulier, une carotte d'Argiles Yprésiennes – YK74 a été coupée comme le montre la Figure 2-3 pour d'autres investigations avant d'être envoyée au CERMES.

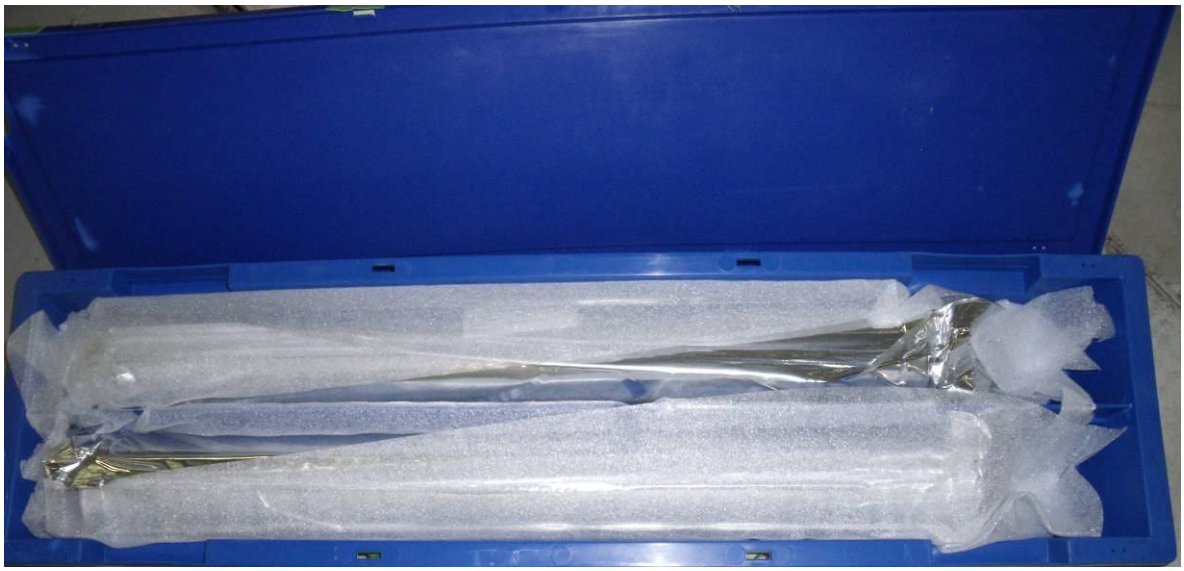


Figure 2-1 : Carottes d'Argiles de Boom à Essen et Yprésiennes à Kallo reçues au CERMES

Figure 2-2 : Ouverture d'une carotte d'Argiles Yprésiennes

Figure 2-3 : Carotte d'Argiles Yprésiennes YK74 reçue au CERMES

Tableau 2-1 : Echantillons de sols étudiés

Sol	Site	Carotte	Membre	Localisation	Date de prélèvement	Date de réception au CERMES	Profondeur (m)	Longueur L (mm)	Diamètre D (mm)
Argile de Boom	Essen	BE75(i)	Putte	Forage Essen-1	2006	2008	218.91 − 219.91	1.00	100
		BE83(i)	Putte			2008	226.65 − 227.65	1.00	100
		BE96(i)	Terhagen			2008	239.62 − 240.62	1.00	100
		BE104(i)	Terhagen			2008	247.90 − 248.91	1.01	100
		BE112(i)	Terhagen			2008	255.92 − 256.93	1.01	100
	Mol	BM1(ii)	Putte	KERN-19C 49-75	?	non défini	223	0.30	100
		BM2(ii)	Putte	PRACLAY Front ring 75	29/10/2007	non défini	223	bloc 50×30×20 (cm)	
Argiles Yprésiennes	Kallo	YK43(iii)	Roubaix	Forage ON-Kallo-1	12/2008	12/11/2009	330.84 − 330.04	0.80	100
		YK64(iii)	Roubaix			12/11/2009	351.56 − 350.77	0.79	100
		YK73(iii)	Roubaix			12/11/2009	361.23 − 360.60	0.63	100
		YK74(iv)	Roubaix			07/07/2011	362.60 − 361.81	0.79	100
		YK95(iii)	Orchies			12/11/2009	382.34 − 381.54	0.80	100

(i) : carottes de bonne qualité ;

(ii) : emballage non-étanche - le sol n'est pas mis sous vides ;

(iii) : carottes de mauvaise qualité - les extrémités de tubes n'ont pas été couvertes de paraffine ;

(iv) : une partie de la carotte a été coupée et la partie restante est bien emballée sous vides.

L'Argile de Boom à Mol a été fournie en (i) un bloc (Figure 3-35d) de dimensions moyennes de 500×300×200 mm, extrait lors de l'excavation de la galerie PRACLAY le 29 Octobre 2007 et (ii) en une carotte (Figure 3-35c) de diamètre de D = 100 mm et de longueur de L = 300 mm, codé KERN-19C 49-75, prélevée dans la direction parallèle au litage, à partir de la paroi de l'URL HADES.

Toutes les carottes, dès la réception au CERMES, sont paraffinées et ensuite stockées dans une chambre hermétique à une température de T = 20°C et une humidité relative d'environ H_r = 99 %. Une récapitulation des échantillons d'Argiles de Boom et Yprésiennes étudiées dans le présent travail est présentée au Tableau 2-1.

Figure 2-4 : Préparation d'une éprouvette œdométrique

Toutes les éprouvettes des essais mécaniques dans ce travail sont dans la direction perpendiculaire au litage. La préparation des éprouvettes pour les essais œdométriques se réalise avec une bague métallique de diamètre intérieur de D_{int} = 50 mm et de hauteur de H = 20 mm. C'est également les dimensions de l'éprouvette (Figure 2-4). La préparation des éprouvettes pour les essais isotropes et les essais triaxiaux s'effectue à l'aide d'un tour, d'un couteau et/ou un fil tendu et d'une feuille plastique pour avoir des dimensions de D = 38 ± 1 mm et de H = 76 ± 1 mm (Figure 2-5).

Figure 2-5 : Préparation d'une éprouvette isotrope ou triaxiale

Comme les Argiles de Boom à Essen et Yprésiennes à Kallo ont été carottées dans la direction perpendiculaire au litage, les éprouvettes sont taillées avec moins de difficultés par rapport à l'Argile de Boom à Mol en carotte horizontale et surtout en bloc. Le bloc demande des efforts particuliers pour déterminer le plan de stratification. Pour cela, un petit morceau de référence est coupé du bloc et mis dans l'étuve pendant une journée pour rendre visible le plan de stratification, suivant lequel le morceau est fissuré et divisé en quelques pièces parallèles (Figure 2-6).

Figure 2-6 : Détermination du plan de stratification pour un bloc d'Argile de Boom à Mol

Une première estimation à l'œil nu lors de la préparation d'échantillons montre que l'Argile de Boom est nettement plus dense (Figure 2-7a), plus endurée et moins fragile que les Argiles Yprésiennes (Figure 2-7b). Le taux de succès pour préparer une éprouvette d'Argile de Boom à Essen a été alors 100 %, trois fois plus élevé que pour préparer une éprouvette d'Argiles Yprésiennes. Pour l'Argile de Boom à Mol, à cause de la perte d'eau au cours du stockage et des fissures existantes dues à l'excavation (Dehandschutter et al., 2002 ; Dehandschutter et al., 2004 ; Dehandschutter et al., 2005), la préparation d'échantillons a été difficile.

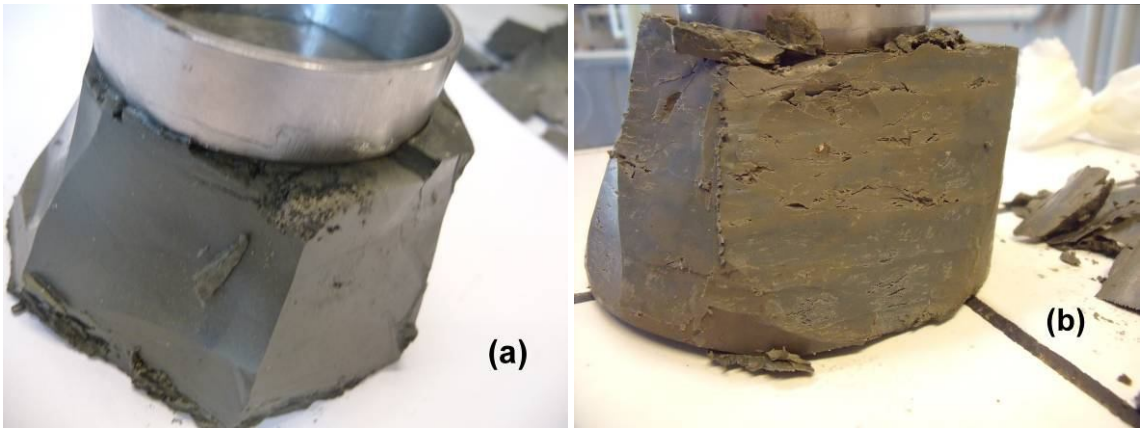


Figure 2-7 : Qualité des sols : (a) BE83 ; (b) YK95

Tenant compte d'une fraction non-négligeable d'argiles gonflantes dans les sols étudiés, les solutions synthétiques ont été préparées rigoureusement suivant les indications données par l'ONDRAF/EURIDICE. Les sels extraits de l'eau interstitielle dans l'Argile de Boom sur différents sites et différentes profondeurs ont été fournis par l'ONDRAF/EURIDICE sous forme de sachets pour préparer les solutions synthétiques correspondantes. La composition chimique de ces solutions est présentée au Tableau 2-2.

L'eau synthétique pour les Argiles Yprésiennes à Kallo, suivant les indications de l'ONDRAF/EURIDICE, est composée de 6896 mg/L (117,9 10^{-3} M) de NaCl et de 838 mg/L (5,90 10^{-3} M) de Na_2SO_4.

Plus de détails sur les variabilités horizontale et verticale au niveau de la composition chimique de l'eau de pore dans les Argiles de Boom et Yprésiennes sont présentés au chapitre 3.

Tableau 2-2 : Solutions synthétiques pour les argiles de Boom à Essen et Mol

Sel	BE75	BE83	BE96	BE104	BE11	BM
$NaHCO_3$ (mg/L)	601,7	601,7	601,7	601,7	601,7	1170
Na_2SO_4 (mg/L)	692	742,3	825,1	878,3	930,1	0,3
KCl (mg/L)	45,8	45,8	45,8	45,8	45,8	25
$CaCl_2$ (mg/L)	55,4	58,1	63,7	69,2	72,0	0,0
$MgCl_2$ (mg/L)	129,2	137,0	152,7	164,4	176,2	10,3
NaCl (mg/L)	2908,4	3195,1	3600,4	3857,3	4104,5	10
H_3BO_3 (mg/L)						43
NaF (mg/L)						11
$CaCO_3$ (mg/L)						5
Total (mg/L)	4432,5	4780,1	5289,4	5616,8	5930,3	1274,6

Ion	BE75	BE83	BE96	BE104	BE11	BM
Na^+ (10^{-3} M)	66,6	72,2	80,3	85,5	90,4	14,3
K^+ (10^{-3} M)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,3
Ca^{2+} (10^{-3} M)	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,1
Mg^{2+} (10^{-3} M)	1,4	1,4	1,6	1,7	1,9	0,1
H^+ (10^{-3} M)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,1
HCO_3^- (10^{-3} M)	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	13,9
SO_4^{2-} (10^{-3} M)	4,9	5,2	5,8	6,2	6,6	0,0
Cl^- (10^{-3} M)	54,0	59,2	66,5	71,3	75,8	0,7
BO_3^{3-} (10^{-3} M)						0,7
F^- (10^{-3} M)						0,2
CO_3^{2-} (10^{-3} M)						0,1

2.3. Matériels

2.3.1. Cellules œdométriques

Chaque cellule œdométrique comporte trois parties : (i) une base métallique avec une pierre poreuse et deux sorties ; (ii) une enceinte métallique d'un diamètre intérieure de 50 mm ; et (iii) un piston avec une pierre poreuse et une sortie (Figure 2-8).

Figure 2-8 : Cellule œdométrique

2.3.2. Cellules triaxiales sous-presse et isotrope

La conception initiale de la cellule sous-presse HP1 (Figure 2-9) est celle utilisée dans Le (2008). Elle a été améliorée à deux reprises au cours de l'étude.

La première amélioration (HP1-A1) consistait à ajouter un capteur de force à l'intérieur de l'enceinte, au bout du piston, en contact direct avec l'embase supérieure. Ceci a nécessité le remplacement de l'ancienne enceinte par une nouvelle plus haute.

La deuxième amélioration (HP1-A2) consistait à équiper la cellule HP1-A1 de six capteurs de déplacement LVDT (Linear Variable Differential Transformer) pour des mesures de déformations locales dont quatre radiales et deux axiales, portés par trois anneaux parallèles fixés sur l'éprouvette par des ressorts (Figure 2-10). Les quatre LVDTs radiaux sont supportés par l'anneau intermédiaire à la mi-hauteur de l'échantillon. Ils sont installés en deux couples diamétralement opposés. Les deux LVDTs axiaux sont supportés par l'anneau supérieur en opposition diamétrale. Leurs tiges traversent l'anneau intermédiaire pour être en contact avec celui inférieur. Ils mesurent donc le déplacement relatif entre les deux niveaux distancés de 30 mm. Notons que cette distance est celle entre les niveaux de fixation sur l'éprouvette des anneaux inférieur et supérieur, qui n'est pas celle entre ces deux anneaux (39 mm). La gamme de mesure des LVDTs radiaux est de 0 – 2,54 mm, celle des LVDTs axiaux est de 0 – 12,70 mm. On note que l'installation des LVDTs au sein de l'enceinte nécessite l'utilisation de l'huile silicone comme fluide de confinement.

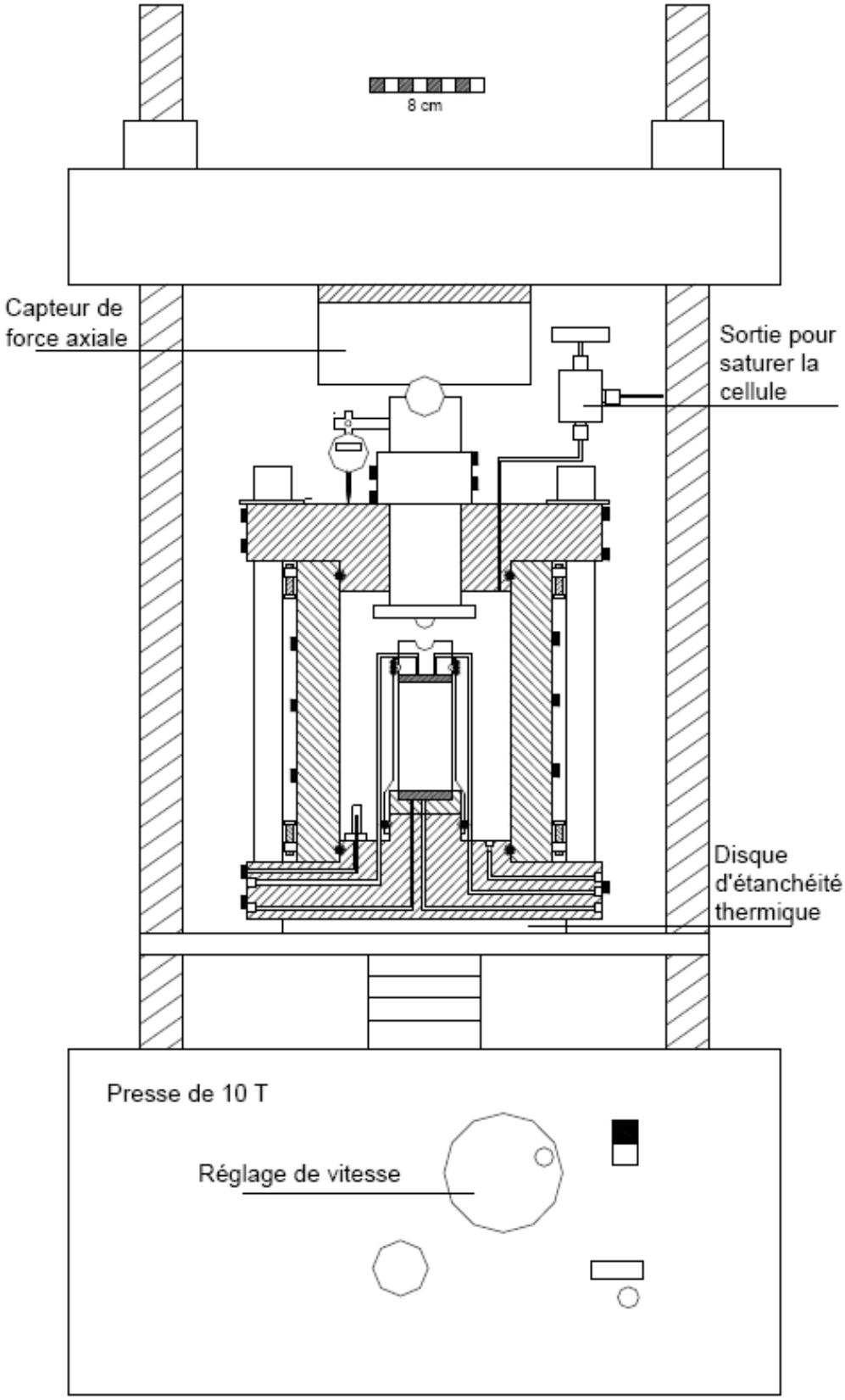


Figure 2-9 : Conception initiale de la cellule triaxiale sous-presse HP1 (Le, 2008)

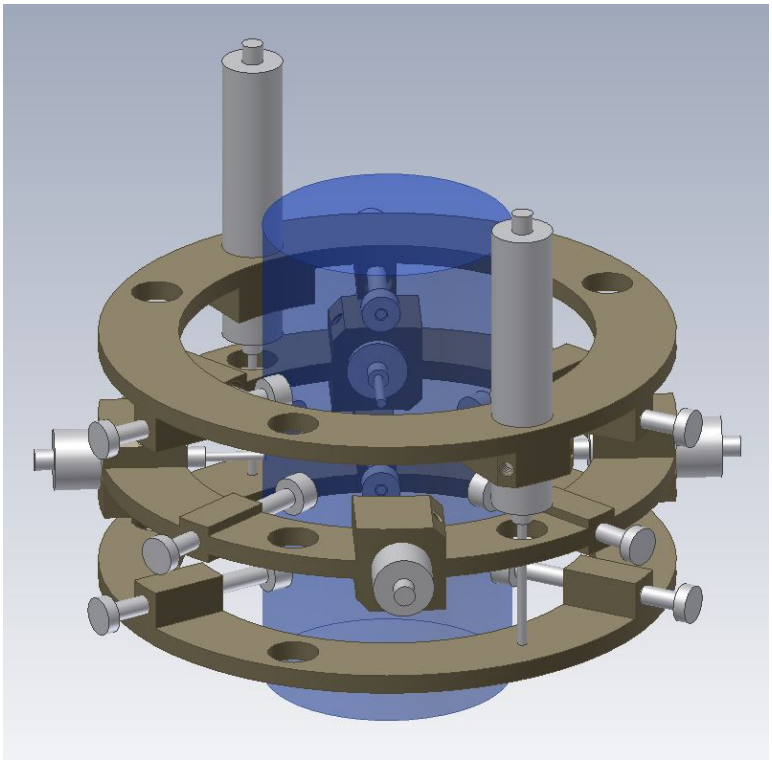


Figure 2-10 : LVDTs et anneaux de support dans la cellule triaxiale sous-presse HP1-A2

La cellule isotrope (HP2) correspond à une cellule triaxiale sans le système d'application de force déviatorique (la presse ou chambre d'auto-compensée au chapeau).

2.3.3. Cellule triaxiale auto-compensée

Ce qui fait la différence entre la cellule triaxiale auto-compensée (HP3) et la cellule sous-presse (HP1-A2) est principalement le système d'application de force axiale (Figure 2-11). La presse et le couvercle sont remplacés par un chapeau auto-compensé permettant d'appliquer une force axiale purement déviatorique sans l'influence de la pression de confinement. Ce chapeau se compose de trois chambres : (i) chambre déviatorique pour appliquer la force axiale, (ii) chambre auto-compensée qui est connectée à la chambre de confinement à travers un conduit dans le piston, et (iii) chambre de montée du piston. Les deux dernières chambres sont séparées entre elles par l'anneau du piston. L'aire de la section droite de la partie immergée dans la chambre de confinement du piston et celle de l'anneau sont conçues de telle sorte que la poussée ascendante provoquée par la pression de confinement sur le piston soit compensée par la répulsion descendante engendrée par la pression dans la chambre auto-compensée (qui est égale à la pression de confinement), et le

poids propre du piston (à condition que les frottements latéraux entre l'anneau du piston et la paroi de la chambre auto-compensée soient négligeables).

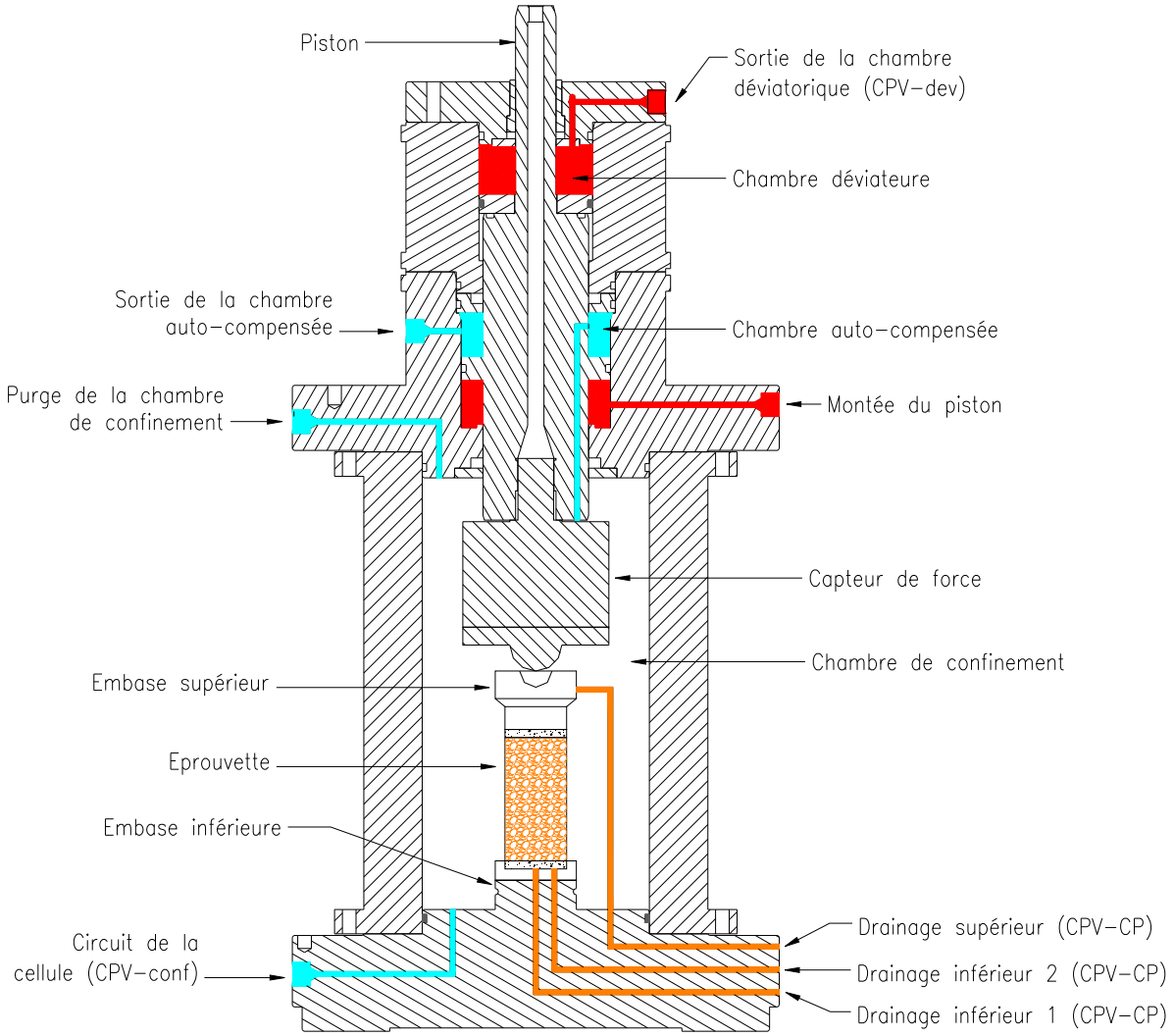


Figure 2-11 : Cellule triaxiale auto-compensée HP3

La deuxième différence par rapport à la cellule HP1-A2 est qu'il n'y a qu'une seule sortie pour l'eau interstitielle sur l'embase supérieure (Figure 2-11), ce qui rend la saturation des conduits et de la pierre poreuse plus délicate.

La troisième distinction réside dans le nombre de LVDTs. Il comprend aussi deux LVDTs axiaux mais seulement trois LVDTs radiaux faisant entre eux 120° (Figure 2-12).

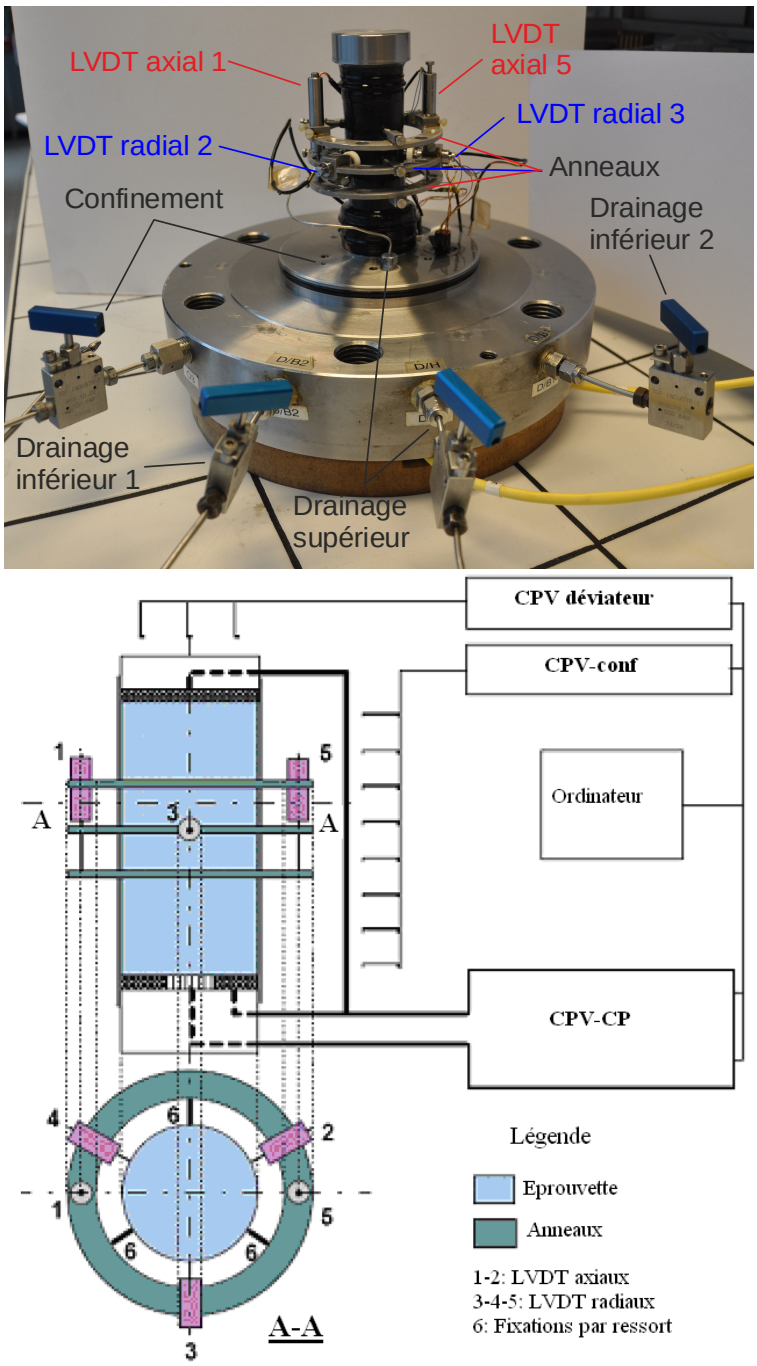


Figure 2-12 : Base et LVDT pour la cellule triaxiale auto-compensée HP3

2.3.4. Asservissement

Les cellules œdométriques, isotrope et triaxiales décrites précédemment peuvent être combinées avec différents matériels d'asservissement pour divers objectifs tels que les sollicitations, les mesures, les contrôles et les protections.

2.3.4.1. Contrôleur de Pression et de Volume

Les Contrôleurs de Pression et de Volume (CPV) servent à générer des pressions (de confinement, de contre-pression, et de déviateur) et aussi à contrôler/mesurer des volumes de fluide injectés dans ou expulsés de différentes chambres. Dotés d'une horloge électrique interne et d'un microprocesseur, ces CPVs sont capables d'appliquer des chemins de chargement par palier de pression ou en vitesse de variation de pression/volume constante. La déformation volumique de l'éprouvette peut être donc estimée (globalement) à partir des échanges de fluides dans la chambre de confinement ou dans le système de drainage avec les CPVs correspondants.

Des CPVs de haute pression (capacités de 32 ou 64 MPa) sont utilisés pour générer des pressions de confinement et de déviateur. Ceux de basse pression (capacités de 2 ou 3 MPa) sont utilisés pour appliquer des contre-pressions. Les détails techniques des CPV utilisés dans le présent travail sont présentés dans Le (2008).

Le cylindre des CPVs ainsi que les tubes métalliques de connexion sont protégés de la variation de température de la salle d'essai avec des couches de bois de liège. Il faut noter que une fluctuation de 1°C pourrait causer une variation du volume de l'eau dans le CPV de 100 mm^3 (Le, 2008).

2.3.4.2. Cellule d'interface et bain thermostaté

Les solutions synthétiques utilisées contenant des sels de concentration non-négligeable, elles pourraient corroder le cylindre du CPV de contre-pression (CPV-CP). Ainsi, des cellules d'interface ont été conçues et installées entre le système de drainage à l'immédiat de l'éprouvette, saturé de solution synthétique, et le CPV-CP rempli de l'eau distillée désaérée (Figure 2-13). Pour cette fin, la cellule d'interface, en plastique et métallique rigides, est divisée au milieu par une membrane en Néoprènes en deux compartiments dont l'un est rempli de la solution synthétique et connecté avec le système de contre-pression, et l'autre rempli de l'eau distillée et relié au CPV-CP. La membrane d'interface assure alors le transfert de pression sans influencer le suivi de la variation volumique par CPV-CP.

Figure 2-13 : Cellule d'interface et bain thermostaté

L'ajout d'une cellule d'interface au système de drainage accroît considérablement le volume total du système, et par conséquent, affecte la mesure de la variation volumique par CPV-CP. Un bain thermostaté a été donc utilisé pour garder la température dans la cellule d'interface à 25 ± 0,1°C (température de l'essai) (Figure 2-13).

2.3.4.3. Cordon chauffant & thermocouple

Initialement conçues pour des essais non-isothermes, les cellules HP1, HP1-A1, HP1-A2 et HP2 sont équipées d'un système de chauffage consistant en un cordon chauffant entourant l'enceinte à l'extérieur et piloté par un régulateur de température lié à un thermocouple installé à l'intérieur de l'enceinte. Comme tous les essais dans l'étude sont en isotherme, la température dans la cellule est maintenue constante à 25°C.

2.4. Systèmes expérimentaux

2.4.1. Essais œdométriques

Les cellules œdométriques sont installées sur des bâtis à haute ou à basse pression pour des essais œdométriques correspondants. Le déplacement vertical est suivi par un

comparateur électronique connecté à un système d'acquisition de données. Ce système consiste en un multiplexeur à travers lequel sont liés plusieurs comparateurs à un ordinateur. Un réservoir d'un litre est placé à un mètre au dessus de la cellule ayant pour but de saturer l'éprouvette via la pierre poreuse inférieure.

Figure 2-14 : Dispositifs œdométriques à basse pression

Les bâtis à basse pression ont un seul levier permettant de multiplier le poids appliqué par 10 sur l'éprouvette (Figure 2-14). Cela permet d'appliquer une gamme de contrainte verticale de σ_v = 0,05 à 3,2 MPa sur une éprouvette de 50 mm de diamètre. Avec cette gamme de contrainte verticale relativement faible, le déplacement mesuré est considéré comme le déplacement total du sol.

Les bâtis à haute pression (Figure 2-15) disposent de double levier permettant de multiplier le poids appliqué par 50 sur l'éprouvette, donnant lieu à une contrainte verticale maximale de σ_v = 64 MPa sur une éprouvette de 50 mm de diamètre. Une description plus détaillée de ce dispositif peut être trouvée dans Marcial et al. (2002). Vu la superposition verticale de plusieurs éléments du système (du bâti et de la cellule) et l'importance des contraintes appliquées, un étalonnage a été nécessaire pour tenir en compte la compression du

système soi-même du déplacement total enregistré par comparateur. Un tel étalonnage s'est effectué en appliquant le même chemin de chargement pour des "vrais" essais sur la cellule sans échantillons. Une réponse plus ou moins réversible a été obtenue sous des cycles de chargement - déchargement entre σ_v = 0,125 – 32 MPa. Les courbes de compression des trois systèmes œdométriques à haute pression utilisés dans cette étude sont présentées sur la Figure 2-16.

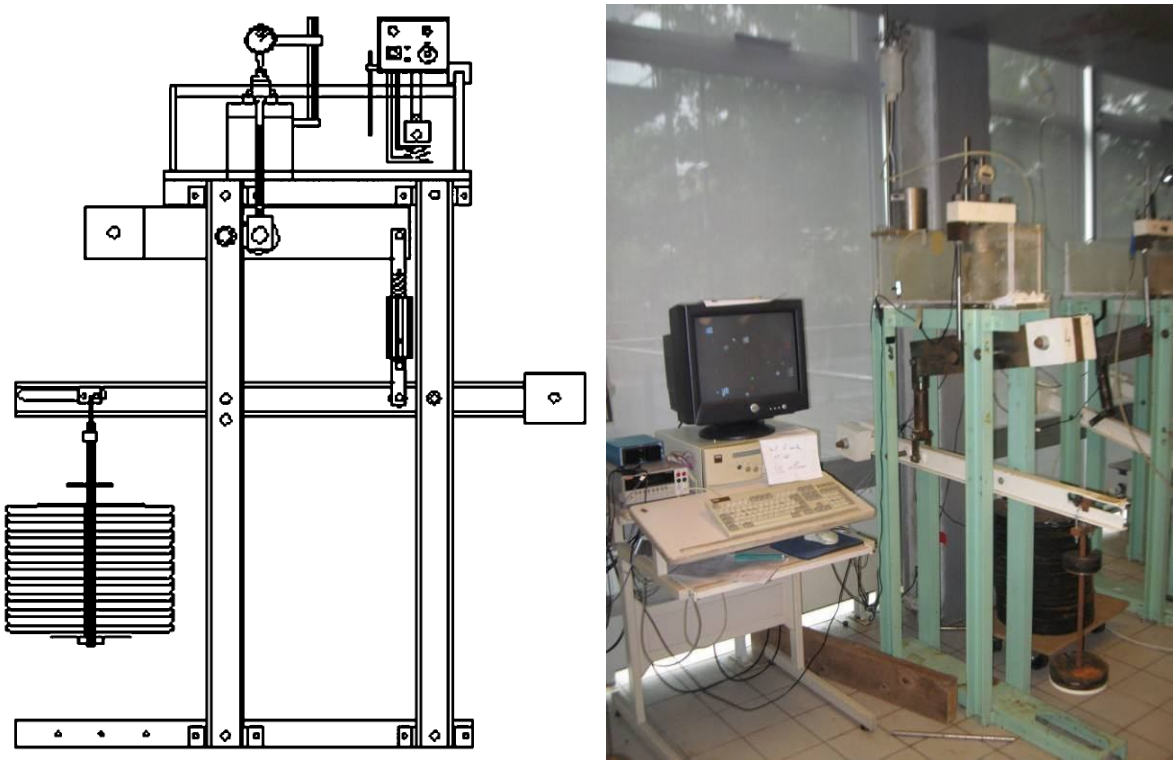


Figure 2-15 : Dispositifs œdométriques à haute pression

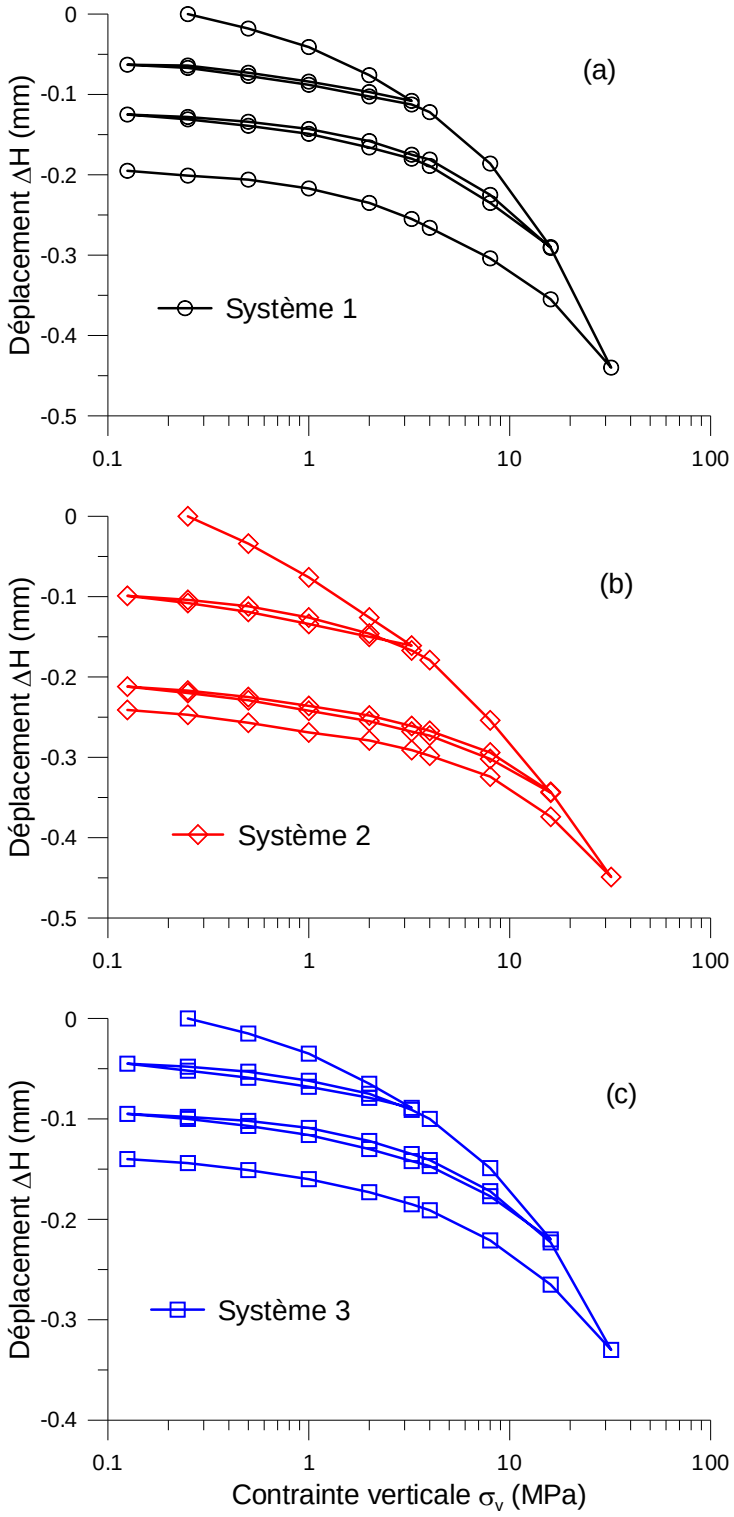


Figure 2-16 : Étalonnage des systèmes œdométrique à haute pression

2.4.2. Essais spécifiques

Le système d'un essai spécifique est combiné de celui d'un essai œdométrique et un système ayant pour but de "remplacer" l'eau de pore initiale dans l'éprouvette par une

solution désirée afin d'étudier les effets chimiques sur le comportement hydro-mécanique du sol. Un tel système, schématisé sur la Figure 2-17, consiste en un CPV rempli d'eau déminéralisée désaérée, connecté aux sorties inférieures de quelques cellules œdométriques, directement ou par l'intermédiaire des cellules d'interface correspondantes. Ces cellules d'interface sont saturées de l'eau distillée désaérée pour le compartiment du côté de CPV et de la solution désirée pour celui en connexion avec la sortie inférieure de la cellule œdométrique. L'eau distillée ou d'autres solutions sont injectées sous une même pression générée par le CPV dans les éprouvettes du bas en haut à travers les systèmes de drainage inférieur.

Les systèmes œdométriques utilisés pour les essais spécifiques pourraient être ceux à basse ou à haute pression. On note que le chemin de chargement appliqué aux essais spécifiques est dans la gamme de basses contraintes (*c.f.* paragraphe 2.5.2). Un calibrage des forces verticales appliquées sur l'éprouvette est donc indispensable pour les essais spécifiques avec des bâtis à haute pression. Les résultats de calibrage des trois bâtis à haute pression sont présentés au Tableau 2-3. Une partie de ces calibrages est aussi appliquée pour les essais œdométriques à haute pression.

Tableau 2-3 : Calibrage de force pour des bâtis à haute pression

Poids (kG)	Force Conçue (kN)	Force Mesurée (kN)	Ratio de levier conçu	Ratio de levier réel	σ_v sur ϕ50mm conçue (MPa)	σ_v sur ϕ50mm réelle (MPa)
0,0	0,000	0,190			0,00	0,097
0,2	0,098	0,306	50	156	0,05	0,156
0,4	0,196	0,377	50	96	0,10	0,192
0,8	0,392	0,520	50	66	0,20	0,265
1,6	0,785	0,920	50	59	0,40	0,469
3,2	1,570	1,720	50	55	0,80	0,876
6,4	3,139	3,300	50	53	1,60	1,681
9,6	4,709	4,880	50	52	2,40	2,485
12,8	6,278	6,460	50	51	3,20	3,290

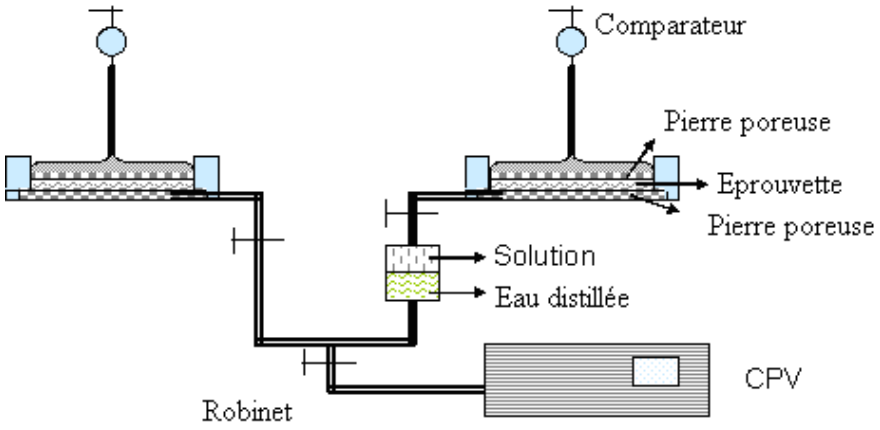


Figure 2-17 : Système d'essai spécifique

2.4.3. Essai isotrope

Le système d'essai isotrope consiste simplement en la cellule isotrope (HP2) servie par deux CPVs, un de confinement (CPV-conf) de haute pression (64 MPa au maximum) et l'autre de contre-pression (CPV-CP) de basse pression (jusqu'à 2 MPa). Dans un premier temps, le CPV-CP a été directement connecté au système de drainage (Figure 2-18). Suite à des corrosions détectées dans ce CPV-CP, l'utilisation d'une cellule interface s'est révélée indispensable. Elle entraîne, vu son volume important, l'installation d'un bain thermostaté pour maintenir sa température constante à 25±0,1°C.

Comme la contre-pression p_{CP} est maintenue "constante" à 1 MPa (*c.f.* le paragraphe 2.5.3), la déformation volumique de l'éprouvette est estimée directement de l'échange volumique entre le système (i) du CPV-CP, (ii) des tubes de conduit, (iii) de la cellule d'interface et (iv) des deux pierres poreuses avec le système d'interstices de l'éprouvette, à condition que tous les systèmes soient saturés, et que la variation de température à l'extérieur de la cellule au cours de l'essai ne soit pas significative.

La déformation du système de confinement (*i.e.* la chambre de confinement sans l'éprouvette, les tubes de conduit et le cylindre du CPV-conf) pendant des chargements ou des déchargements par palier (*c.f.* paragraphe 2.5.3) est naturellement incluse dans la déformation volumique de l'éprouvette calculée à partir de la variation volumique du fluide dans le cylindre du CPV-conf. La soustraction de la déformation du système de confinement pourrait s'effectuer de deux façons. La première consiste à prendre la déformation volumique "instantanée" de l'éprouvette estimée avec le CPV-CP, n'étant pas affectée par la variation de pression de confinement, à la place de celle estimée avec le CPV-conf, qui, quant à elle, est

faussée par l'incrément de pression de confinement. La deuxième est d'étalonner le système de confinement en réalisant un essai isotrope suivant le même chemin de chargement sur une éprouvette métallique supposée infiniment rigide. La première méthode a été adoptée dans cette étude.

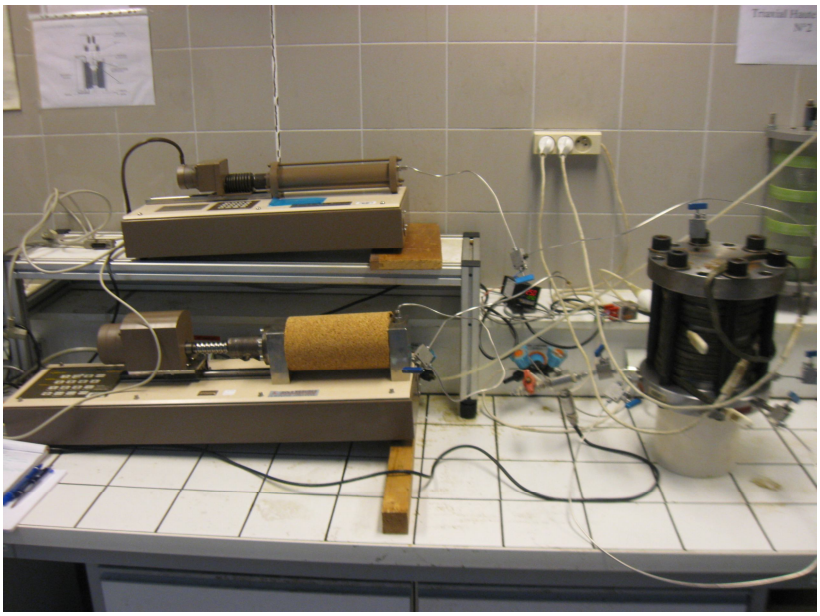


Figure 2-18 : Système d'essai isotrope

Pour limiter l'effet de la variation de température de la salle d'essai sur la mesure volumique avec le système de confinement, un thermocouple et un cordon chauffant ont été utilisés pour maintenir la température de la cellule à 25 ± 0,1°C. Le système est aussi équipé d'un capteur de pression interstitielle pour vérifier le niveau de vide lors du montage de l'essai, et par conséquent l'étanchéité des membranes et du système de drainage. Il est servi également pour confronter à la mesure de contre-pression du CPV-CP pendant les étapes ultérieures quand l'éprouvette est saturée.

La variation de température de la salle a été enregistrée par un autre thermocouple. Tous les capteurs sont branchés sur un ordinateur doté d'un programme d'acquisition TestPoint par l'intermédiaire d'un multimètre.

2.4.4. Essai triaxial avec la cellule sous-presse

La cellule triaxiale sous-presse HP1 est utilisée ensemble avec (i) une presse dont la capacité est de 10 T permettant de cisailler l'éprouvette à une vitesse de déplacement axial constante ; (ii) un CPV-conf de haute pression (capacité de 32 MPa) ; (iii) un CPV-CP de basse pression (capacité de 2 MPa) ; (iv) un capteur de force axiale (capacité de 10 T) installé à l'extérieur de la cellule, en contact avec le piston via une bille métallique et avec la barre transversale de la presse ; (v) un capteur de pression interstitielle ; et (vi) un thermocouple avec un cordon chauffant enroulé autour de l'enceinte pour maintenir la température de la chambre de confinement constante à 25 ± 0,1°C. Comme dans le système isotrope, le CPV-CP a été directement connecté au système de drainage. L'ensemble du système est montré sur la Figure 2-19.

Figure 2-19 : Système d'essai triaxial avec la cellule sous-presse HP1

Pour la première amélioration - système HP1-A1, un capteur de force (capacité de 1 T) a été ajouté au bout du piston, à l'intérieur de l'enceinte, directement en contact avec l'embase supérieure. L'ancienne enceinte a été remplacée par une nouvelle plus haute (*c.f.* paragraphe 2.3.2). On note que le capteur à l'extérieur mesure la force axiale influencée par le frottement entre le piston et le couvercle de l'enceinte. De plus, une cellule d'interface et un bain thermostaté ont été ensuite installés entre le CPV-CP et le système de drainage.

Pour la deuxième amélioration - système HP1-A2, six LVDTs ont été ajoutés pour des mesures de déformations locales, le fluide de confinement est changée de l'eau distillée en l'huile de silicone (*c.f.* paragraphe 2.3.2).

2.4.5. Essai triaxial avec la cellule auto-compensée

La cellule auto-compensée est desservie par : (i) un CPV-conf de haute pression (capacité de 64 MPa) ; (ii) un CPV de déviateur (CPV-dev) de haute pression (capacité de 32 MPa) ; (iii) un CPV-CP de basse pression (capacité de 2 MPa) ; et (iv) une cellule d'interface avec un bain thermostaté. L'ensemble du système avec le chapeau auto-compensé permet de varier les chemins de chargement en contrainte et/ou en déformation contrôlée(s).

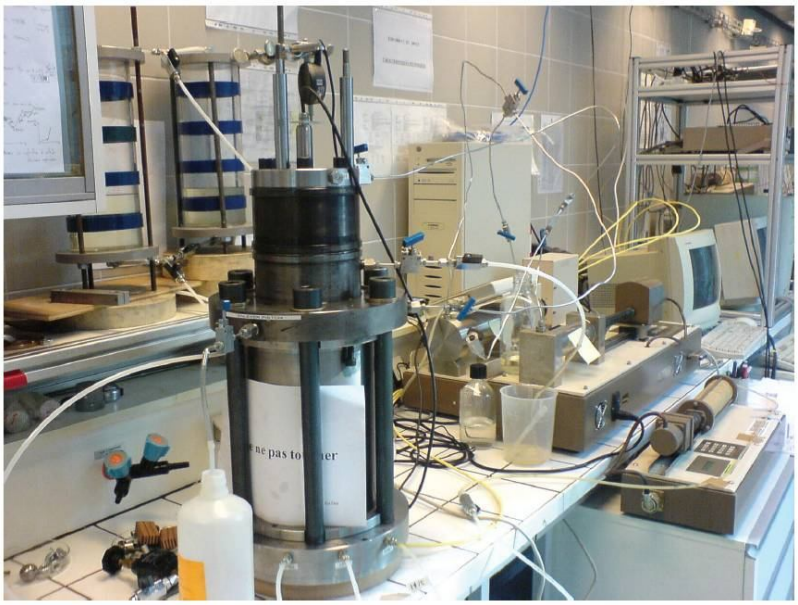


Figure 2-20 : Système d'essai triaxial avec la cellule auto-compensée

Le système d'essai triaxial avec la cellule auto-compensée a été aussi utilisé pour un essai isotrope de haute pression (contrainte de confinement totale maximale p_c = 21 MPa). Pour ce faire, il suffit de bloquer le mouvement du piston et utiliser ainsi le chapeau auto-compensé comme un couvercle rigide. Un essai d'étalonnage a été réalisé pour tenir compte de la déformation des membranes sous de fortes contraintes. Ces déformations se sont avérées négligeables et non mesurables avec la résolution des LVDTs (Figure 2-21).

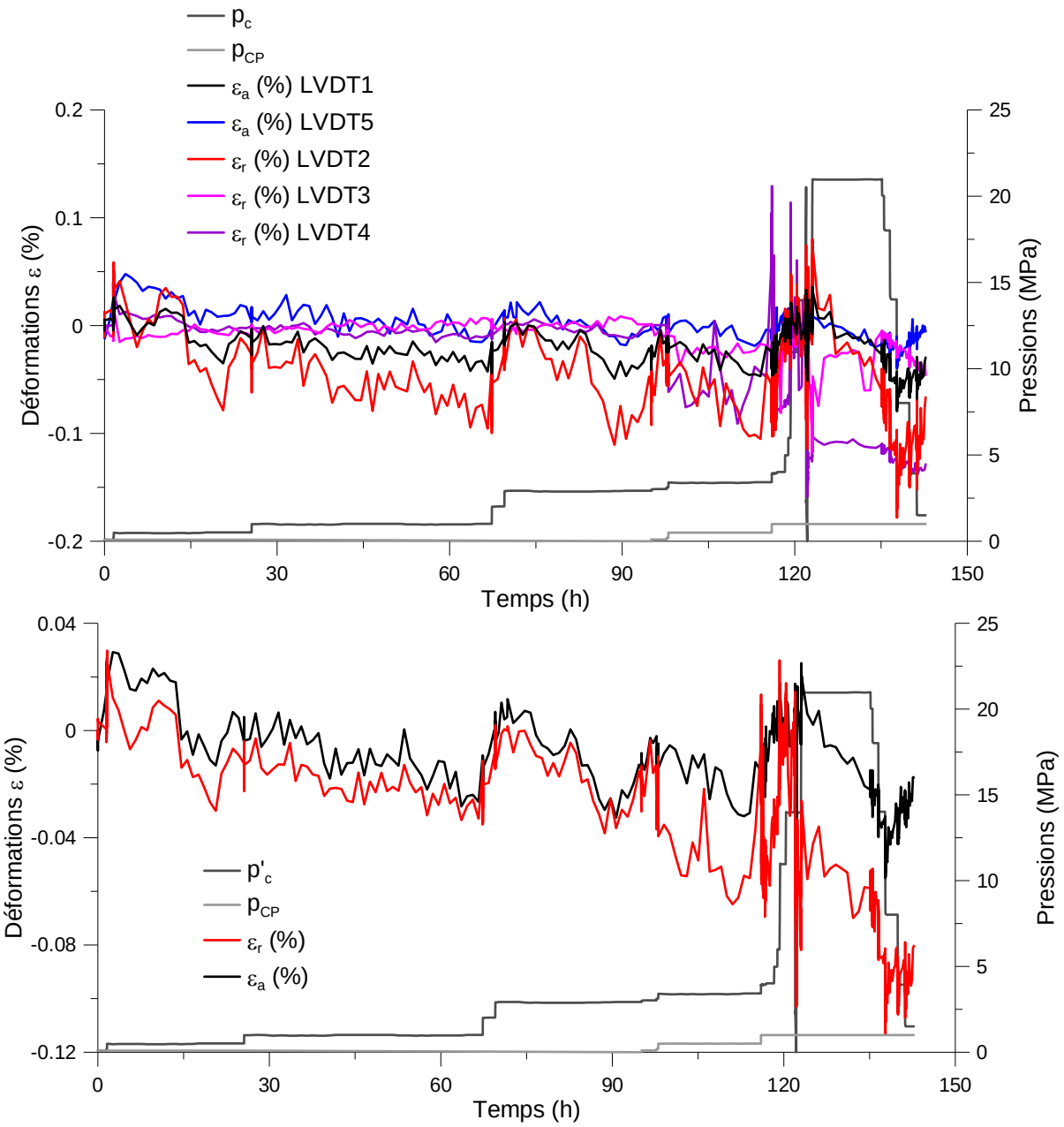


Figure 2-21 : Essai d'étalonnage de la cellule HP3

2.5. Procédures d'essai

2.5.1. Essai d'identification

Les essais d'identification de base réalisés dans cette étude sont pour déterminer : (i) les limites d'Atterberg w_L, w_P ; (ii) la masse volumique du sol ρ ; (iii) la masse volumique des particules solides ρ_s ; (iv) la teneur en carbonates $CaCO_3$; (v) la granulométrie ; (vi) la valeur

de *VBS* et (vi) la teneur en eau *w*. Les méthodes et les normes suivies pour ces essais sont récapitulées au Tableau 2-4.

Tableau 2-4 : Essais d'identification de base

Essai	Méthode	Norme
Limites d'Atterberg w_L, w_P	Méthode du cône tombant Méthode au rouleau	AFNOR (2005b)
Masse volumique du sol ρ	Mesurage des dimensions géométriques Pesée hydrostatique avec Kerdane	AFNOR (2005c)
Masse volumique des particules solides ρ_s	Méthode du pycnomètre	AFNOR (2005d)
Teneur en CaCO3	Méthode du calcimètre	AFNOR (1996b)
Granulométrie	Méthode par sédimentation Méthode par tamisage à sec après lavage	AFNOR (1992) AFNOR (1996a)
Valeur de *VBS*	Essai à la tache	AFNOR (1998)
Teneur en eau *w*	Séchage dans l'étuve à 105°C	AFNOR (2005a)

La surface spécifique S_s est déterminée par la formule suivante :

$$S_s = \frac{A_{bm}}{M_{bm}} \frac{VBS}{100} \tag{2.1}$$

où : A_{bm} = 130 Å^2×6,022.10^{23} est l'aire occupée par une mole de bleu de méthylène ; M_{bm} = 373 est sa masse moléculaire (Tran, 1980).

L'appareil de MEB utilisé dans cette étude est équipé d'un seul capteur SE (Secondary Electron) permettant d'étudier l'effet du relief de la surface du matériau. Les sols avant l'analyse ont été premièrement coupés en petits morceaux de l'ordre de 0,5 cm et puis congelés et lyophilisés. Vu l'anisotropie inhérente des sédiments en profondeur comme les Argiles de Boom et Yprésiennes, deux surfaces, parallèle et perpendiculaire au litage, ont été analysées.

Les essais de PM dans la présente étude ont été réalisés avec un porosimètre "AutoPore IV 9500" de "Micromeritics Instrument Corp.". Les valeurs de la tension

d'interface et de l'angle de raccordement mercure – solide adoptées dans ce travail sont σ_{Hg} = 0,485 N/m ; θ_{nw} = 130° (Lima, 2011 ; Romero et Simms, 2008 ; Romero, 1999). Avant d'être analysé au porosimètre, le sol a été coupé en petits échantillons de 1 – 2 g. Ces échantillons ont été ensuite congelés et lyophilisés. Les essais de PM se divisent en deux phases. La première phase s'effectuant dans la chambre à basse pression avec une pression maximale égale à la valeur atmosphérique (100 kPa, D = 11,5 µm). Vu la minéralogie et la granulométrie des argiles étudiées (*c.f.* Chapitre 3), la quantité de ces pores est petite, ce qui permet d'adopter un taux d'injection de 5 s/palier. La durée totale de cette phase est d'une trentaine de minutes. La deuxième phase est effectuée dans la chambre à haute pression. (p_{max} = 227 MPa, D = 0,005 µm). La durée de chaque palier est prolongée pour cette phase jusqu'à 5 min pour assurer la stabilisation du volume d'intrusion de mercure. Un étalonnage de la déformation des fluides (mercure et huile) a été réalisé au préalable.

2.5.2. Essais œdométriques et spécifiques

Les essais œdométriques et spécifiques ont été réalisés conformément à la norme française (AFNOR, 1997).

Les éprouvettes sont toutes en forme cylindriques, coupées dans le sens perpendiculaire au litage par une bague métallique. Elles ont 20 mm de hauteur et 50 mm de diamètre (Figure 2-4 ; Figure 2-7). Les chutes récupérées lors de la préparation d'éprouvettes ont été utilisés pour déterminer la teneur en eau initiale w_0 d'une part, et pour réaliser d'autres essais d'identification (*c.f.* paragraphe 2.5.1) d'autre part. Les dimensions de l'éprouvette ont été ensuite re-mesurées et le masse déterminée afin d'avoir la masse volumique ρ (paragraphe 2.5.1).

Les chemins de chargement des essais œdométriques à basse pression et à haute pression sont présentés sur la Figure 2-22 et la Figure 2-23, respectivement. Vu les fractions non-négligeables d'argiles gonflantes des sols étudiés, la saturation du système de drainage (les tubes et la pierre poreuse inférieure) et éventuellement la re-saturation de l'éprouvette doivent être réalisées avec une attention particulière pour limiter la perturbation de la microstructure du sol due au gonflement du sol (Graham, 1990 ; Graham et al., 1987 ; Le, 2008). Les éprouvettes ont été donc chargées jusqu'à leurs contraintes verticales effectives *in situ* σ'_{v0} et mises en contact avec de l'eau synthétique correspondante sous ces contraintes (*c.f.* Chapitre 3). Pour une raison pratique, ces contraintes ont été toutes arrondies à (i)

2,4 MPa pour l'Argile de Boom (Figure 2-22) ; (ii) 3,2 MPa pour les Argiles Yprésiennes dans le cas de basse pression et 3,25 MPa dans le cas de haute pression (Figure 2-23).

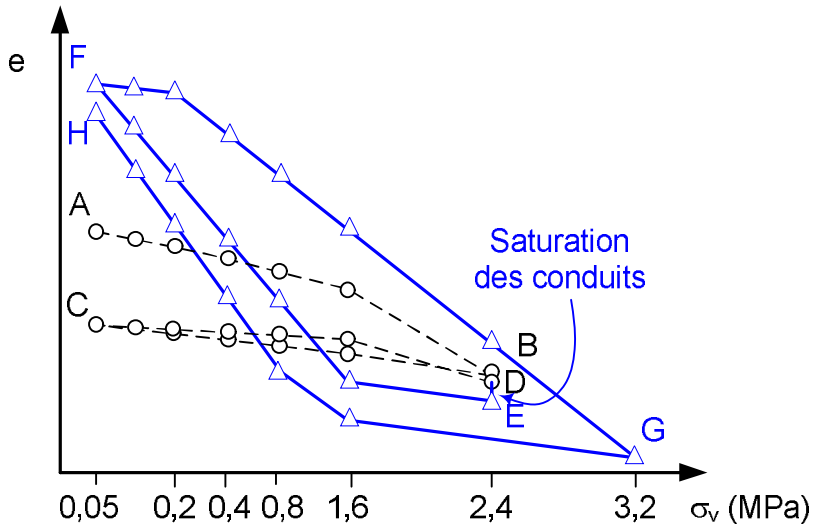


Figure 2-22 : Chemin de chargement pour un essai œdométrique à basse pression sur l'Argile de Boom

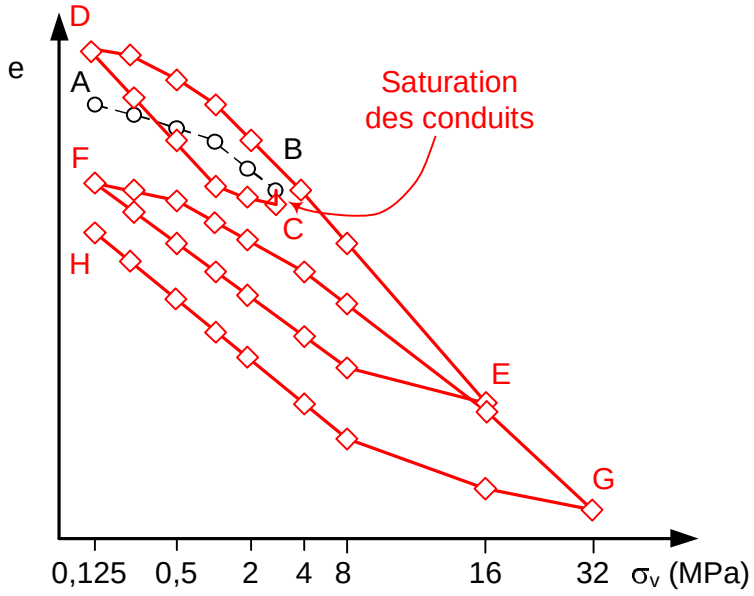


Figure 2-23 : Chemin de chargement pour un essai œdométrique à haute pression sur les Argiles Yprésiennes

Le cycle chargement – déchargement – rechargement jusqu'à σ'_{v0} avant la saturation des conduits, appliqué sur les éprouvettes d'Argile de Boom dans les essais œdométriques à basse pression, est pour but d'assurer un bon contact entre l'éprouvette et la paroi de la

cellule et de remettre le sol à l'état de contrainte *in situ*. Ayant obtenu des déformations négligeables du cycle déchargement – rechargement, ce cycle n'a pas été appliqué aux autres essais afin de réduire leurs durées.

Une fois la stabilisation de déformation sous σ'_{v0} est atteinte, le système de drainage inférieur est saturé de solution synthétique. Les vérifications du degré de saturation S_r des éprouvettes d'Argiles de Boom et Yprésiennes testés, en supposant une teneur en eau constante depuis le début de l'essai $w = w_0$, ont montré que toutes les éprouvettes ont été saturées sous σ'_{v0}.

Pour les essais spécifiques dans lesquels on voudrait "remplacer" l'eau interstitielle par une autre solution désirée, cette phase de remplacement est ajoutée juste après la saturation des conduits dans les essais œdométriques à basse pression. Les solutions intéressées sont, en ordre croissant de la concentration en Na^+ : l'eau distillée, les solutions synthétiques, les solutions de Sodium de Chlorure en concentrations de 15 g/L et 30 g/L. Le remplacement s'est effectué à l'aide d'un CPV rempli d'eau distillée désaérée (à la place du réservoir), par l'intermédiaire d'une cellule d'interface dans le cas où la solution désirée est saline (*c.f.* paragraphe 2.3.4.2). Dans le cas où la solution désirée est de l'eau distillée, le CPV a été connecté à une sortie du système de drainage inférieur de la cellule œdométrique (Figure 2-8). Dans un premier temps, l'autre sortie basse de la cellule œdométrique a été laissée ouverte pour chasser la solution synthétique restante de la dernière étape dans le système de drainage inférieur. La solution intéressée a été ensuite injectée sous des pressions croissantes par paliers jusqu'à 1 MPa à l'aide du CPV (la pierre poreuse supérieure était toujours en contact avec l'air). Ce gradient de pression entre les surfaces inférieure et supérieure de l'éprouvette a été maintenu jusqu'à ce que le volume de la solution injectée dans l'éprouvette soit égal ou supérieur au double du volume des pores de l'éprouvette (plus ou moins 1 mois). La composition de la solution expulsée à la surface supérieure de l'éprouvette n'a malheureusement pas été récupérée pour vérifier la qualité du remplacement de l'eau interstitielle. Dernièrement, la pression du CPV a été relâchée et le CPV lui-même remplacé par un réservoir contenant de la solution désirée, suspendu à environ 1 m au dessus de la cellule œdométrique.

Après la saturation des conduits, et éventuellement le remplacement de l'eau de pore, pour les essais œdométriques à basse pression, l'éprouvette a été déchargée de σ'_{v0} à 0,05 MPa, puis rechargée jusqu'à 3,2 MPa, et finalement déchargée de nouveau à 0,05 MPa,

par paliers comme l'indique la Figure 2-22. Pour les essais œdométriques à haute pression, trois cycles de déchargement – rechargement aussi par paliers entre $\sigma_{vmax} = \sigma'_{v0}$; 16 MPa ; 32 MPa et σ_{vmin} = 0,125 MPa ont été réalisés (Figure 2-23).

2.5.3. Essais triaxiaux et isotropes

Les essais triaxiaux et isotropes ont été réalisés suivant les normes françaises (AFNOR, 1994a ; AFNOR, 1994b).

Comme les éprouvettes pour essais triaxiaux et isotropes sont plus élancées que celles pour essais œdométriques, avec 38 mm de diamètre et 76 mm de hauteur, elles ont été taillées à l'aide d'un tour, d'un couteau et/ou une lame et/ou un fil tendu. Après avoir obtenu un cylindre de 38 mm de diamètre, les deux extrémités ont été préparées par coupage, égalisées suivant une bande élastique roulée au tour du sol. Les paramètres ρ et w_0 ont été déterminés comme dans le cas des essais œdométriques (*c.f.* paragraphe 2.5.2)

Deux membranes en caoutchouc d'épaisseur de 0,6 mm chacun sont utilisées pour chaque essai triaxial et isotrope. Pour les essais avec les cellules HP1-A2 et HP3, les LVDTs avec leurs anneaux sont montés juste avant l'installation de l'embase supérieure (Figure 2-12). La distance entre les niveaux de fixation par ressort des anneaux inférieur et supérieur est de 30 mm pour la cellule HP1-A2 et de 42,3 mm pour la cellule HP3. Les 4 LVDTs (HP1-A2) et 3 LVDTs (HP3) radiaux supportés par l'anneau intermédiaire ont été installé à la mi-hauteur de l'éprouvette.

L'éprouvette a été ensuite mise sous vide pour la fixer sur les embases. Après, dans l'ordre chronologique : l'installation de l'enceinte ; le remplissage de l'enceinte avec le fluide de confinement – l'eau distillée désaérée pour les cellules HP1, HP1-A1 et HP2 mais l'huile de silicone pour les cellules HP1-A2 et HP3 ; et la remise du couvercle ou du chapeau auto-compensé.

La pression de confinement a été appliquée et augmentée par palier avec le CPV-conf jusqu'à la contrainte *in situ* verticale effective $p_c = \sigma'_{v0}$ (supposons $K_0 = 1$). Notons que le vide initial a été enlevé sous p_c = 500 kPa.

Une fois la déformation volumique de l'éprouvette à $p_c = \sigma'_{v0}$ était stable, la solution synthétique a été injectée par CPV-CP dans le système de drainage par l'intermédiaire de l'une des deux sorties de chaque embase inférieure et supérieure. La sortie restante a été

laissée ouverte pour chasser l'air dans les tubes et les pierres poreuses. Pour la cellule HP3 dont l'embase supérieure n'a qu'une seule sortie, l'éprouvette et le système de drainage ont été remis sous vide (environ 100 kPa), le système de drainage inférieur a été fermé. La sortie de l'embase supérieure a été ensuite mise en contact avec de l'eau synthétique, le vide aspirait l'eau synthétique dans le système de drainage supérieur. La saturation du système de drainage inférieur s'est faite comme pour les autres cellules.

La pression de confinement p_c et la contre-pression p_{CP} ont été ensuite augmentées parallèlement par palier en gardant leur différence qu'on pourrait appeler contrainte de confinement "effective" p'_c par l'abus de langage, constante égale à la contrainte *in situ* verticale effective $p'_c = p_c - p_{CP} = \sigma'_{v0}$ jusqu'à p_{CP} = 1 MPa.

Pour les essais réalisés avec les cellules non-équipées de LVDTs, la déformation volumique de l'éprouvette avant la mise en contact avec la solution synthétique n'a pas été mesurée. Le degré de saturation S_r n'a pas pu être déterminé comme dans le cas des essais œdométriques (*c.f.* paragraphe 2.5.2). Il a été alors vérifié à la fin de la phase de "re-saturation", où $p_c = \sigma'_{v0}$ + 1 MPa et p_{CP} = 1 MPa, par le biais du coefficient de Skempton *B*. Ce coefficient est défini comme le rapport entre la variation de la pression interstitielle Δu et l'incrément de la pression de confinement Δp_c en condition non-drainée :

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta p_c} \tag{2.2}$$

Le coefficient de Skempton *B* est mesuré en (i) isolant l'éprouvette du CPV-CP pour rendre le système non-drainé avec la pression interstitielle initiale de u = 1 MPa ; et (ii) augmentant légèrement la pression de confinement d'un petit incrément de Δp_c = 200 kPa.

Le coefficient de Skempton *B* est principalement fonction de la porosité *n*, du rapport des modules de compressibilité volumique de l'eau K_w et du squelette de sol K_s, du degré de saturation S_r ; et de la pression absolue (u + p_a) dans le fluide interstitiel dont p_a est la pression de l'air. Son calcul se fait par la formule suivante (AFNOR, 1994b) :

$$B = \frac{1}{1 + nS_r K_s + \dfrac{nK_s}{u + u_{cp} + p_a}\left(1 - S_r\right)} \tag{2.3}$$

Pour avoir un degré de saturation S_r = 99% et avec une pression interstitielle de 1 MPa, le coefficient *B* doit être égal ou supérieure à 0,85 (AFNOR, 1994b). Presque toutes les

éprouvettes ont atteint ou dépassé cette valeur. Elles ont été toutes saturées sous $p_c = \sigma'_{v0}$ comme dans le cas des essais œdométriques (*c.f.* chapitre 3). Une fois la mesure du coefficient de Skempton *B* est terminée, la pression de confinement a été ramenée à $p_c = \sigma'_{v0}$ + 1 MPa, et le système de drainage a été ensuite re-connecté au CPV-CP pour maintenir la contre-pression constante à p_{cp} = 1 MPa jusqu'à la fin de l'essai.

Pour les essais de compression isotropes, l'éprouvette a été chargée par palier jusqu'à p'_c = 20 MPa avant d'être déchargée à p'_c = 0,5 MPa comme l'indique la Figure 2-24.

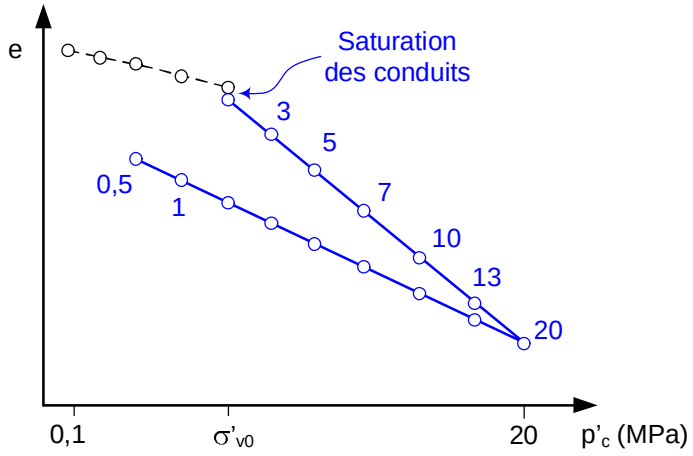


Figure 2-24 : Chemin de chargement pour un essai de compression isotrope sur l'Argile de Boom

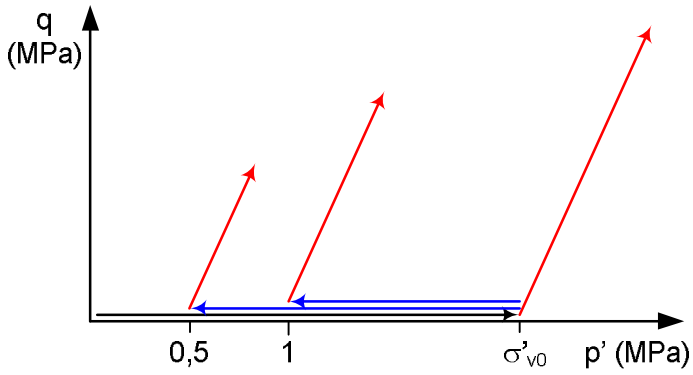


Figure 2-25 : Chemin de chargement pour des essais triaxiaux

Pour les essais triaxiaux, trois pressions de confinement effectives p'_c = 0,5 ; 1,0 et σ'_{v0} ont été choisies (Figure 2-25). Le cisaillement s'est effectué à déplacement axial contrôlé (1 µm/min). L'essai est terminé lorsque ε_a = 15 – 20 %.

2.6. Traitement des données

2.6.1. Essais œdométriques et spécifiques

L'indice des vides initial e_0 et le degré de saturation initial S_{r0} ont été déduits de w_0, ρ et la masse volumique des grains solides ρ_s suivant les formules :

$$e_0 = \frac{\rho_s}{\rho}(1+w_0)-1 \tag{2.4}$$

$$S_{r0} = \frac{G_s w_0}{e_0} \tag{2.5}$$

Pour les essais œdométriques à haute pression, le déplacement est étalonné en soustrayant du déplacement mesuré par comparateur le déplacement pour le palier correspondant dans l'essai d'étalonnage (Figure 2-16). Les variations du déplacement étalonné ΔH et la contrainte verticale calibrée σ_v en fonction du temps T sont présentée sur les Figures 4-4 et 4-5.

L'indice des vides e à la fin de chaque palier et la contrainte verticale σ_v correspondante sont utilisés pour établir les courbes de compression œdométrique (*c.f.* chapitre 4).

Les déformations du premier palier de chargement à σ_v = 100 kPa pour les essais à basse pression et à σ_v = 125 kPa (210 kPa après le calibrage) pour les essais à haute pression ne sont pas considérées car elles sont influencées par le jeu entre l'éprouvette et la cellule ainsi que les contacts entre différents éléments autour de l'éprouvette. Ainsi, l'indice des vides initial e_0 déterminé avant l'essai correspond dans le plan e - $\log\sigma_v$ à σ_v = 100 kPa dans le cas de basse pression et à σ_v = 210 kPa dans le cas de haute pression.

Pour chaque palier, on détermine la pente de compression c'_c (en chargement) ou de gonflement c'_s (en déchargement) ainsi que le module œdométrique $E_{œd}$ suivant:

$$c'_c \ , \ c'_s = -\frac{\Delta e}{\Delta log\sigma_v} \tag{2.6}$$

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma_v}{\Delta\varepsilon_v} \tag{2.7}$$

A partir de la courbe de consolidation, on détermine le coefficient de consolidation C_v suivant la méthode de construction graphique de Casagrande (Figure 4-11, 4-12) :

$$C_v = \frac{T_v H^2}{t_{50}} \tag{2.8}$$

où T_v est le facteur de temps ; H est la distance de drainage ; et t_{50} est le temps nécessaire pour atteindre un degré de consolidation de 50 %. Pour un degré de consolidation de 50 %, T_v = 0,197. Pour les paliers de chargement, l'eau est expulsée de l'éprouvette, la distance de drainage est donc la moitié de la hauteur de l'éprouvette. Par contre, pour les paliers de déchargement, le sol absorbe de l'eau synthétique via les pierres poreuses inférieure et supérieure. Comme seule la pierre poreuse inférieure est assurée d'être saturée par l'eau dans le réservoir (*c.f.* paragraphe 2.4.1), la distance de drainage "effective" dans ce cas est entre la moitié et la totalité de la hauteur de l'éprouvette. Par conséquent, on n'évalue que le coefficient de consolidation C_v pour les paliers de chargement.

La conductivité hydraulique k et la perméabilité intrinsèque K sont déterminées suivant les formules :

$$k = \frac{C_v \rho_f g}{E_{oed}} \tag{2.9}$$

$$K = \frac{C_v \mu_f}{E_{oed}} \tag{2.10}$$

où ρ_f et μ_f sont respectivement la masse volumique et la viscosité dynamique du fluide ; g est l'accélérateur de la gravité.

Pour les essais spécifiques, k et K sont également déterminées à la fin de la phase de "remplacement" de l'eau de pore par la solution désirée suivant le principe du perméamètre à charge (hydraulique) constante (*c.f.* paragraphe 1.4.1).

Les valeurs des paramètres c'_c, c'_s, $E_{œd}$, C_v, k, K seront corrélés avec les valeurs moyennes de la contrainte verticale σ_v et/ou de l'indice des vides e pour le palier correspondant. Les déterminations de la limite élastique σ_y et de l'indice de compression C_c seront présentées au chapitre 4.

2.6.2. Essais isotropes

Dans les essais isotropes sur l'Argile de Boom avec la cellule HP2, la déformation volumique de l'éprouvette pendant (i) le chargement initial sans contact avec de l'eau, (ii) la saturation des conduits et (iii) l'application de la contre-pression de p_{CP} = 1 MPa est négligée, faute d'essai d'étalonnage. C'est-à-dire que le volume de l'éprouvette sous $p'_c = \sigma'_{v0}$ (p_{CP} = 1 MPa) est considéré comme égal à son volume initial $V = V_0$.

Ensuite, la déformation volumique de l'éprouvette est déterminée à partir des variations des volumes de fluide dans les CPV-CP et CPV-conf. Soit V_{CP} et V_{conf} les volumes des fluides dans les cylindres de CPV-CP et de CPV-conf, respectivement, les valeurs au début du chargement de ces volumes sont respectivement V_{CP0} et V_{conf0}, la déformation volumique de l'éprouvette suivant le CPV-CP ε_{vCP} et le CPV-conf ε_{vconf} est calculée suivant les formules :

$$\varepsilon_{vCP} = \frac{V_{CP} - V_{CP0}}{V_0} \tag{2.11}$$

$$\varepsilon_{vconf} = \frac{V_{conf\,0} - V_{conf}}{V_0} \tag{2.12}$$

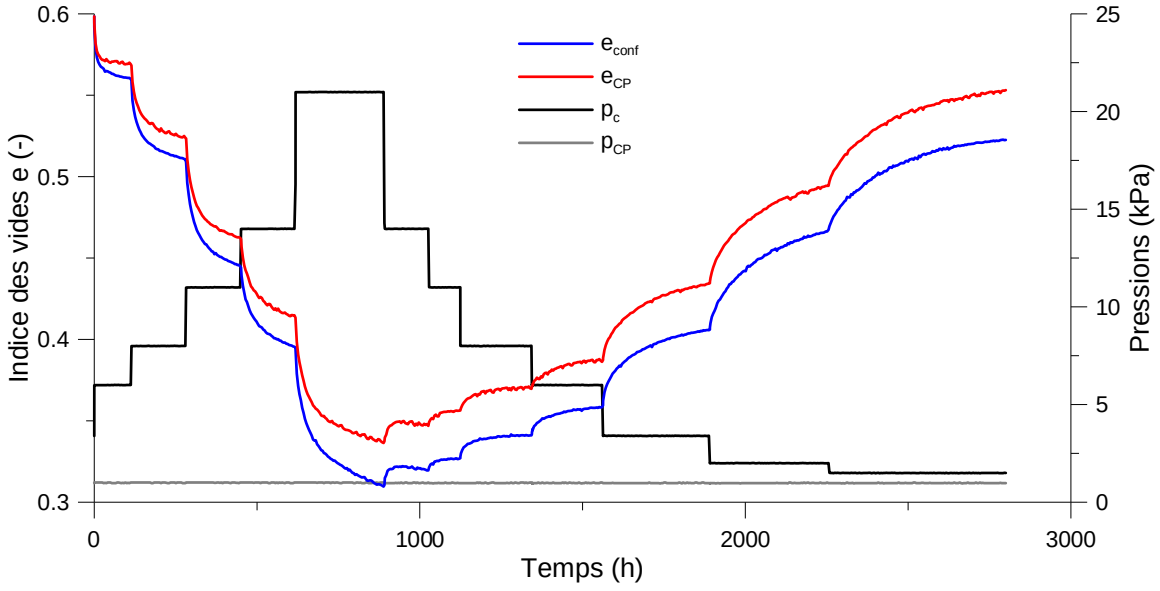


Figure 2-26 : Variations de l'indice des vides déterminées par le CPV-CP et le CPV-conf dans l'essai isotrope sur l'Argile de Boom

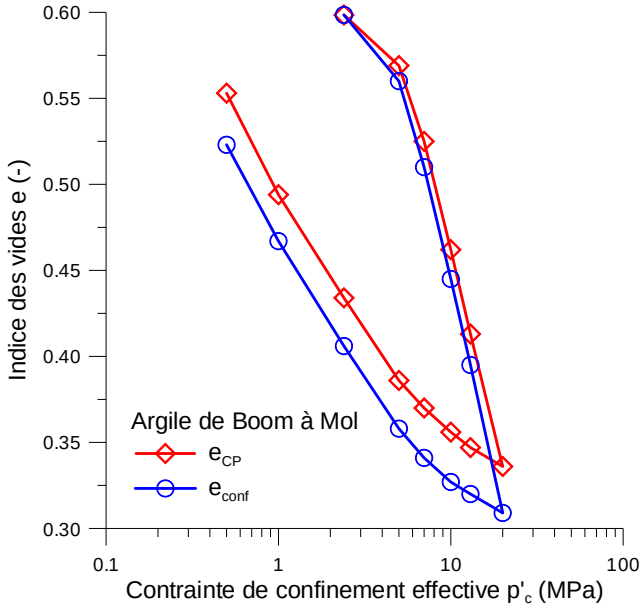


Figure 2-27 : Courbes de compression isotrope de l'Argile de Boom suivant le CPV-CP et le CPV-conf

Au début de chaque palier, avec le changement de la pression de confinement p_c, la variation de la déformation volumique suivant le CPV-conf est prise égale à celle suivant le CPV-CP : $\Delta\varepsilon_{vconf} = \Delta\varepsilon_{vCP}$. Une fois p_c atteint la valeur du palier, ε_{vconf} est calculée de nouveau suivant la formule (2.12). Des résultats typiques d'un essai isotrope sont présentés sur la Figure 2-26 et la Figure 2-27.

Un essai isotrope sur les Argiles Yprésiennes (YK43) est réalisé avec la cellule HP3 (*c.f.* paragraphe 4.3.2.2). Grâce aux cinq LVDTs, la déformation volumique de l'éprouvette est suivie tout au long de l'essai. La déformation radiale est calculée par :

$$\varepsilon_r = \frac{2\left(\sum_{i=2}^{4}\Delta L_i\right)}{3D_0} \tag{2.13}$$

où ΔL_i est le déplacement mesuré par le LVDT$_{(i|i\,=\,2\,;\,3\,;\,4)}$; D_0 est le diamètre initial de l'éprouvette. La déformation axiale est calculée par :

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta L_1 + \Delta L_5}{2L_0} \tag{2.14}$$

où ΔL_1 et ΔL_5 sont les déplacements mesurés par le LVDT1 et le LVDT5 ; L_0 = 42,3 mm est la distance entre les niveaux de fixation des anneaux inférieur et supérieur.

La déformation volumique de l'éprouvette est calculée par :

$$\varepsilon_{vl} = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \tag{2.15}$$

Suivant le CPV-CP, le calcul de la déformation volumique de l'éprouvette est commencé à partir de l'état de $p'_c = \sigma'_{v0}$ et p_{CP} = 1 MPa. A cet état, la déformation volumique de l'éprouvette suivant le CPV-CP est prise égale à celle suivant les LVDTs : $\varepsilon_{vg\sigma'v0} = \varepsilon_{vl\sigma'v0}$. Ensuite, ε_{vg} est calculée suivant la formule (2.11). A cause de la variation de température de la salle d'essai et du manque de système pour maintenir la température de la cellule constante (*c.f.* paragraphe 2.4.5), la mesure de déformation volumique par CPV-conf pour les essais avec la cellule HP3 n'est pas considérée.

2.6.3. Essais triaxiaux

La déformation volumique de l'éprouvette par le CPV-CP est calculée suivant la formule (2.11). Celle par le CPV-conf est calculée un peu différemment de la formule (2.12) en raison du déplacement du piston :

$$\varepsilon_{vconf} = \frac{V_{conf\,0} - V_{conf} + \Delta H \dfrac{\pi D^2}{4}}{V_0} \tag{2.16}$$

où ΔH est le déplacement du piston (positif en descente, négatif en montée) ; D est le diamètre du piston. Cette mesure de déformation volumique pour les essais avec la cellule HP3 n'est pas considérée (*c.f.* paragraphe 2.6.2).

Les déformations locales radiale et axiale sont calculées similairement aux formules (2.13) et (2.14), respectivement. Notons pour la cellule HP1 qu'il y quatre LVDTs radiaux et que la distance entre les niveaux de fixation sur l'éprouvette des anneaux inférieur et supérieur est de L_0 = 30 mm.

La contrainte déviatorique q est déterminée suivant la norme française (AFNOR, 1994a) ou la section transversale de l'éprouvette est corrigée pour tenir compte de sa forme de tonneau pendant le cisaillement.

Pour les essais triaxiaux avec la cellule HP1, q est déterminé avec le capteur de force à l'extérieur. La mesure de la force axiale avec ce capteur est naturellement influencée par le frottement entre le piston et le couvercle ainsi que par la variation de la pression de confinement p_c (*c.f.* paragraphe 2.4.4). La détermination du point initial de la phase de cisaillement (pas nécessairement la descente du piston) est donc délicate.

Pour les cellules HP1-A1, HPA-A2 et HP3 où un capteur de force est installé à l'intérieur de l'enceinte, la mesure de la force axiale est nettement plus stable. Le début de la phase de cisaillement correspond au moment où la valeur de la force axiale indiquée par ce capteur devient positive.

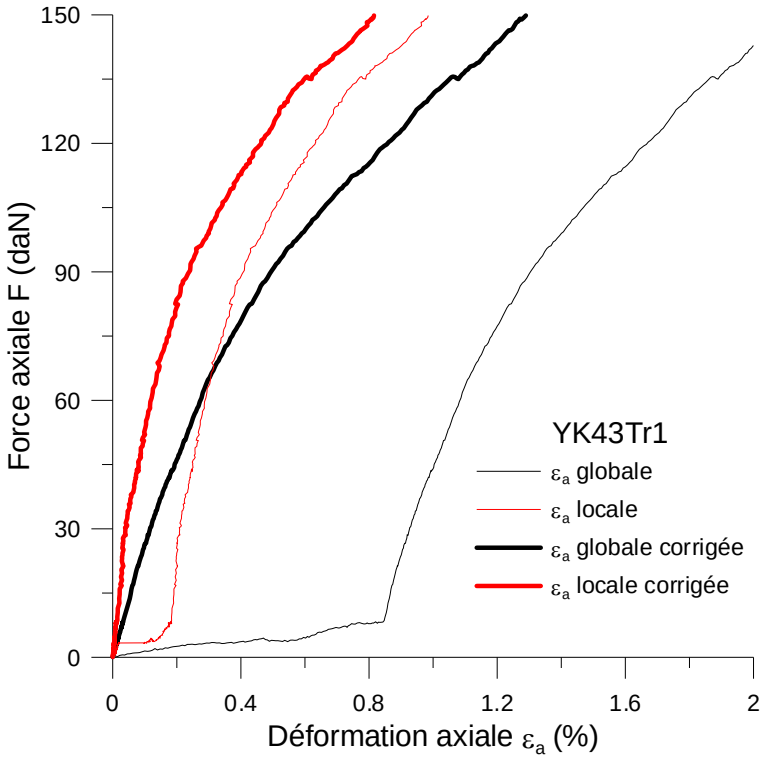


Figure 2-28 : Correction des déformations axiales pour l'essai YK43Tr1

En raison des formes du capteur de force à l'intérieur et de l'embase supérieure dans les cellules HP1-A1, HPA-A2 (Figure 2-9) et HP3 (Figure 2-11), il y a une phase de mise en contact entre ces deux éléments au début du cisaillement. Pendant cette phase, (i) la force axiale augmente légèrement, (ii) le déplacement du piston (imposé par la presse et mesuré par comparateur) est supérieur à celui de la surface supérieure de l'éprouvette et (iii) l'embase supérieure est décalée, faisant bouger les anneaux des LVDTs et affectant par conséquent les mesures de déformations locales. Des corrections des déformations axiales locale et globale suivant la force axiale sont présentées sur la Figure 2-28 pour l'essai YK43Tr1 (*c.f.* chapitre 5). Cette phase correspond à des forces axiales jusqu'à environ F = 10 daN. Les déformations axiales locale et globale sont corrigées en prolongeant la sécante de la courbe $F - \varepsilon_a$ correspondante à la gamme de valeurs de F entre 10 et 15 daN jusqu'à l'axe des abscisses.

Les abscisses des intersections de ces sécantes avec cet axe sont ε_{al0} et ε_{ag0}. Les déformations axiales locale et globale sont corrigées en soustrayant ces valeurs des valeurs mesurées.

2.7. Programme d'essais

Le programme d'essais ainsi que des paramètres initiaux et finaux des essais réalisés sur l'Argile de Boom à Mol, à Essen et les Argiles Yprésiennes à Kallo sont récapitulés respectivement dans le Tableau 2-5, le Tableau 2-6 et le Tableau 2-7.

Tableau 2-5 : Programme d'essais sur l'Argile de Boom à Mol

Bloc/ Carotte	Essai	Profondeur (m)	Durée		w_0 (%)	e_0 (-)	n_0 (%)	S_{r0} (%)	ρ (Mg/m3)	$e_{\sigma'v0}$ (-)
			Début	Fin						
BM1	BM1O1	223	08/09/2009	18/01/2010	23,79	0,62	38	100	2,04	0,61
	BM1O2	223	16/07/2009	22/09/2009	23,56	0,63	39	100	2,03	0,59
BM2	BM2Is1	223	15/06/2010	28/11/2010	22,59	0,60	37	100	2,05	

Tableau 2-6 : Programme d'essais sur l'Argile de Boom à Essen

Carotte	Essai	Profondeur (m)		Durée		w_0 (%)	e_0 (-)	n_0 (%)	S_{r0} (%)	ρ (Mg/m3)	$e_{\sigma'v0}$ (-)
		Sommet	Bas	Début	Fin						
BE75	BE75O1	219,78	219,73	29/04/2009	03/08/2009	29,70	0,77	44	100	1,94	0,69
	BE75O2	219,86	219,82	15/04/2009	30/05/2009	29,70	0,77	44	100	1,94	0,69
	BE75Is1	219,62	219,52	01/07/2009	19/10/2009	29,16	0,78		99	1,92	
	BE75Tr1			07/09/2009	02/10/2009						
	BE75Tr2	219,32	219,22	08/10/2009	04/11/2009	30,09	0,78	44	100	1,93	
	BE75Tr3	219,22	219,12	05/11/2009	07/12/2009	27,56	0,70	41	100	1,99	

BE83	BE83O1	227,01	226,98			26,20	0,69	41	100	1,97	0,64
	BE83O2	227,04	227,01	03/02/2009	19/04/2009	26,60	0,71	41	100	1,96	0,61
	BE83O3	227,27	227,23	05/05/2009	04/08/2009	27,90	0,71	42	100	1,97	0,60
	BE83O4	227,31	227,27	05/05/2009	04/08/2009	27,40	0,72	42	100	1,96	0,63
	BE83O5	227,60	227,52	26/07/2011	18/12/2011	27,03	0,72	42	99	1,95	0,63
	BE83O6	227,60	227,52	26/07/2011	18/12/2011	27,03	0,72	42	99	1,95	0,63
	BE83Is1	226,98	226,86	23/01/2009	09/03/2009	27,15	0,70	41	100	1,97	
	BE83Tr1	226,93	226,86	23/03/2009	28/04/2009	26,80	0,70	41	100	1,97	
	BE83Tr2	227,15	227,04	30/04/2009	25/05/2009	26,80	0,70	41	100	1,97	
	BE83Tr3	227,35	227,44	27/05/2009	22/06/2009	28,13	0,72	42	100	1,97	
BE96	BE96O1	239,79	239,75	13/02/2009	14/05/2009	26,90	0,72	42	100	1,98	0,67
	BE96O2	239,82	239,79	11/02/2009	19/04/2009	26,50	0,72	42	99	1,97	0,65
	BE96O3										
	BE96O4										
	BE96Is1	239,94	239,82	23/01/2009	09/03/2009	26,22	0,71	41	99	1,98	
	BE96Tr1	239,94	239,82	23/06/2009	13/07/2009	25,62	0,70	41	98	1,98	
	BE96Tr2	240,04	239,94	15/07/2009	04/08/2009	24,49	0,68	40	97	1,99	
	BE96Tr3	240,04	239,94	05/08/2009	03/09/2009	25,46	0,68	41	100	2,00	
BE104	BE104O1	248,02	247,98	15/05/2009	11/09/2009	26,00	0,67	40	100	2,02	0,62
	BE104O2	247,98	247,94	29/04/2009	21/06/2009	27,74	0,70	41	100	2,01	0,61
	BE104Is1	248,00	247,90	23/10/2009	18/01/2010	24,48	0,65	40	100	2,02	

	BE104Tr1	248,10	248,00	06/04/2010	27/04/2010	23,66	0,63	39	100	2,03	
	BE104Tr2	248,20	248,10	30/04/2010	21/05/2010	24,77					
	BE104Tr3	248,00	247,90	01/06/2010	23/06/2010	24,76	0,64	39	100	2,04	
BE112	BE112O1	256,06	256,02	22/09/20109	26/01/2010	27,12	0,68	40	100	2,02	0,60
	BE112O2	255,98	255,92	09/06/2009	03/08/2009	27,34	0,69	41	100	2,01	0,48
	BE112Is1	256,40	256,30	02/03/2010	28/04/2010	23,14	0,63	39	97	2,01	
	BE112Tr1	256,50	256,40	08/03/2010	28/03/2010	25,13	0,65	40	100	2,02	
	BE112Tr2	256,30	256,16	20/01/2010	08/02/2010	22,45	0,63	39	95	2,00	
	BE112Tr3	256,40	256,30	10/02/2010	04/03/2010	23,57	0,64	39	98	2,01	

Tableau 2-7 : Programme d'essais sur les Argiles Yprésiennes

Carotte	Bas (m)	Sommet (m)	Essai	Profondeur (m)		Durée		w_0 (%)	e_0 (-)	n_0 (%)	S_{r0} (%)	ρ (Mg/m3)	$e_{\sigma'v0}$ (-)
				Sommet	Bas	Début	Fin						
43	330,84	330,04	YK43O1	330,10	330,14	07/03/2011	22/05/2011	26,04	0,81	45	89	1,94	0,70
			YK43O2	330,04	330,09	29/07/2010	16/11/2010	25,05	0,78	44	89	1,95	0,64
			YK43Is1	330,14	330,23	13/04/2012	02/08/2012	25,57	0,76	43	94	1,98	0,68
			YK43Tr1	330,14	330,23	14/06/2011	07/07/2011	26,50	0,77	43	96	1,99	0,70
			YK43Tr2	330,14	330,23	29/07/2011	02/09/2011	25,75	0,77	43	93	1,98	0,70
			YK43Tr3	330,23	330,32	07/09/2011	17/10/2011	25,56	0,75	43	95	2,00	0,68
			YK43G1	340,32	340,36	22/06/2012	07/11/2012	25,94	0,77	43	94	1,98	0,66

64	351,56	350,77	YK64O1	350,81	350,89	04/08/2010	09/06/2010	26,22	0,79	44	92	1,96	0,74
			YK64O2	350,77	350,81	04/07/2010	06/04/2010	27,65	0,80	44	97	1,98	0,73
			YK64Tr1	350,89	350,99	19/07/2010	16/08/2010	24,87	0,75	43	92	1,99	
			YK64Tr2	351,09	351,19	03/09/2010	02/10/2010	27,23	0,81	45	94	1,96	
			YK64Tr3	351,09	351,19	12/10/2010	08/11/2010	27,17	0,75	43	98	1,98	
73	361,23	360,60	YK73O1	360,69	360,73	29/07/2010	16/03/2011	31,09	0,94	48	93	1,89	0,82
			YK73O2	360,65	360,69	13/4/2010	11/08/2010	31,36	0,93	48	95	1,91	0,80
			YK73Tr1	360,74	360,83	25/02/2011	27/04/2011	33,57	0,98	50	96	1,89	
			YK73Is1	360,92	361,01	20/05/2011	13/11/2011	37,24	1,02	50	103	1,91	
95	382,34	381,54	YK95O1	381,64	381,68	18/10/2010	27/04/2011	29,72	0,95	49	87	1,86	0,80
			YK95O2	381,54	381,60	04/06/2010	16/11/2010	31,73	0,94	49	94	1,90	0,80
			YK95Tr1	382,15	382,24	02/09/2011	17/10/2011	28,86	0,85	46	94	1,93	0,82
			YK95Tr2	382,15	382,24	11/11/2011	09/01/2012	29,78	0,88	47	93	1,91	0,83
			YK95Tr3	382,06	381,97	12/03/2012	06/06/2012	29,78	0,84	46	98	1,95	0,77
74	362,60	361,81	YK74O1	362,30	362,26	02/08/2011	19/12/2011	28,34	0,84	46	95	1,95	0,76
			YK74O2	362,38	362,34	15/07/2011	18/12/2011	28,52	0,84	46	95	1,96	0,76

2.8. Conclusions

Des techniques expérimentales pour étudier le comportement chimico-hydro-mécanique des Argiles de Boom et Yprésiennes ont été développées.

Les procédures de préparation d'échantillons et de l'eau interstitielle ont été d'abord présentées. On a observé que l'Argile de Boom est nettement plus endurée, plus dense et moins fragile que les Argiles Yprésiennes qui se rompent souvent pendant cette phase. Pour l'Argile de Boom à Mol, à cause de la perte d'eau pendant le stockage, des fissures pré-existantes et de la présence du plan de stratification, la préparation d'échantillons a été plus difficile que pour le sol à Essen.

Les matériels utilisés pour les différentes identifications, les essais œdométriques à haute et à basse pression, les essais spécifique, les essais de compression isotrope et les essais triaxiaux ont été décrits avec les procédures d'essais correspondantes suivant les normes françaises de l'AFNOR.

Des essais d'étalonnage et de calibrage ont été effectués pour les bâtis œdométriques à haute pression pour tenir en compte de la déformabilité du système sous de fortes contraintes ainsi que pour avoir des valeurs réelles de force appliquée sur l'éprouvette dans le cas de faibles contraintes.

Des développements pour la mesure des déformations locales par LVDT dans des essais isotropes et triaxiaux ont été réalisés. La mesure de la force axiale a été aussi améliorée en ajoutant un capteur de force à l'extrémité du piston, au sein de l'enceinte. Les résultats donnés par ce capteur est plus stables que ceux par le capteur à l'extérieur. Ces résultats sont aussi utilisés pour la correction de déformation axiale mesurée au début du cisaillement où intervient la phase de mise en contact entre le piston et l'embase supérieure.

Chapitre 3.
Matériaux étudiés

3.1. Introduction

Ce chapitre présentera les caractéristiques géologique, granulométrique, minéralogique, microstructurale et géotechnique des Argiles de Boom et Yprésiennes. Les matériaux étudiés dans cette étude ont été fournis par le GIE EURIDICE en forme de carottes ou de bloc.

Les recherches sur l'Argile de Boom à l'affleurement ont été réalisées il y a longtemps. Les études menées dans le stockage géologique depuis plus d'une trentaine d'années concernent principalement l'Argile de Boom à Mol à plus de 200 m de profondeur, l'Argile de Boom sur d'autres sites en Belgique étant peu étudiée. Dans cette étude, l'Argile de Boom provient (i) du forage "Essen-1" sur le site d'Essen (cinq carottes perpendiculaire au litage) suite à la campagne "hydro/05neb" pour acquérir des données supplémentaires géomécaniques, hydrologiques, minéralogiques et géochimiques ; (ii) du laboratoire de recherche souterrain (URL) HADES à Mol (une carotte parallèle au litage) ; et (iii) de la galerie PRACLAY, près de URL HADES (un bloc).

Les investigations sur les Argiles Yprésiennes avant la parution du rapport SAFIR 2 (ONDRAF, 2001) étaient rares, dispersées et incomplètes. En 1997 et 1998, une série de forages traversant le groupe d'Ypres à l'aplomb de la zone nucléaire de Doel ont été réalisés (Van Marcke et Laenen, 2005). Une campagne de trois forages (ON-Kallo-1, 2, 3) a été conduite en 2008 et 2009 sur le site de Kallo, à environ 10 km au Sud de Doel (Cammaer et al., 2009). Certaines carottes du forage ON-Kallo-1 ont été consacrées au projet de recherche sur le comportement Thermo-Hyro-Mécanique-Chimique (THMC) des Argiles Yprésiennes, mené par l'UPC et le CERMES-ENPC.

3.2. Aspects géologiques

Les Argiles de Boom et Yprésiennes font partie respectivement du système Paléogène supérieur et moyen. Ces formations avec d'autres sédiments Cénozoïque et Crétacé supérieur couvrent le flanc Nord du massif Mésozoïque Londres – Brabant qui est tectoniquement assez stable et qui s'incline d'environ 0,5° en direction nord-est dans le bassin de la mer du Nord, probablement à cause de la subsidence de ce dernier et de la formation tectonique de l'anticlinal Weald − Artois (Henriet et al., 1989).

3.2.1. Argiles Yprésiennes

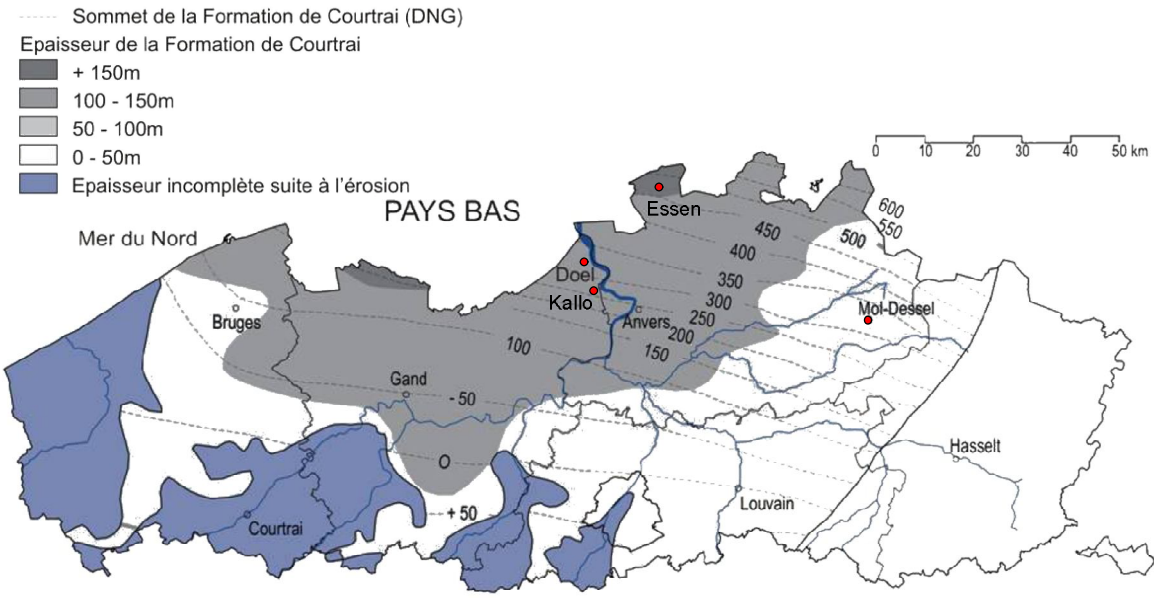


Figure 3-1 : Épaisseur et profondeur du sommet de la formation Courtrai (ONDRAF, 2001)

Les sédiments du groupe d'Ypres ont été déposés pendant l'étage Yprésien, le plus ancien de l'époque Éocène, durant la période entre 55 et 49,6 million d'années (Ma) du présent (ONDRAF, 2001 ; Steurbaut, 1998 ; Steurbaut, 2006 ; Van Marcke et Laenen, 2005 ; Wouters et Van Calster, 1995). Ce groupe se trouve sous la base de la moitié nord de la Belgique et affleure dans la région Ypres, au Sud-Ouest de cette moitié (Wouters et Van Calster, 1995). Il se plonge légèrement vers le Nord et l'Est et est couvert par des sédiments plus jeunes du Quaternaire et/ou Tertiaire (De Batist et al., 1989). Il comprend quatre formations : Courtrai, Tielt, Hyon et Gentbrugge (Figure 3-2) qui sont principalement des sédiments marins, en sandwich entre les dépôts continentaux des groups Landen (en bas) et

Zenne (en haut). La strate se penche légèrement vers le Nord avec l'augmentation de son épaisseur jusqu'à une valeur maximale de 182 m à l'extrême Nord sur le site de Knokke (Steurbaut, 2006). Ce groupe correspond pratiquement à l'argile de Londres au Sud-Est de la capitale anglaise (Balson, 1989), l'argile des Flandres au bassin du Nord (Van Marcke et Laenen, 2005) et l'argile Plastique au bassin parisien en France (Magnan, 2000). Le terme "Argiles Yprésiennes" se réfère aux argiles sédimentées au début et au milieu de l'étage Yprésien, comprenant la formation Courtrai et le membre Kortemark de la formation supérieure Tielt (Van Marcke et Laenen, 2005).

La formation Courtrai déposée dans un milieu néritique apparaît à l'Ouest, au Nord et au centre de la Belgique. Vers le Sud et l'Est, elle devient progressivement sableuse (Steurbaut, 1998). La formation Courtrai affleure dans une région du même nom ("Kortrijk" en Néerlandais) et s'épaissit en direction du Nord et de l'Ouest (Figure 3-1). Elle contient quatre membres, de plus ancien à plus jeune, Mont-Héribu, Orchies, Roubaix et Aalbeke. Les descriptions détaillées de ces membres sont présentées par Van Marcke et Laenen (2005).

La stratigraphie sur le site de Kallo, précisément du forage ON-Kallo-1, et la position des carottes de sols étudiés dans le présent travail sont présentées sur la Figure 3-3. Les cinq carottes sont numérotées selon Cammaer et al. (2009) avec les initiales de la formation Yprésienne et le site de Kallo. La carotte YK43 appartient à la partie supérieure du membre Roubaix, tandis que les carottes YK73 et 74 appartiennent à la partie inférieure. YK64 se trouve approximativement au milieu de ce membre. La carotte YK95 se situe au sommet du membre argileux et homogène Orchies.

Suivant Van Marcke et Laenen (2005), le membre Roubaix est une composition hétérogène de dépôts marins d'argile silteuse, de silt argileux et de couches silteuses plus grossières contenant jusqu'à 15 % de sables fins et très fins. Cette unité est presque entièrement carbonatée et contient diverses couches coquillières et nummulitiques. Des couches de glauconie sont observées dans la partie supérieure du membre. La lithologie devient plus argileuse et homogène vers le Nord-Ouest, mais change à la formation sableuse Mons-en-Pévèle à l'Est. Ce membre affleure à Roubaix, dans la région lilloise, en France.

Le membre Orchies est le plus homogène de la formation Courtrai, une argile marine largement décalcifiée avec très peu de minces intercalations d'argiles silteuses plus grossières ou de très fins silts argileux. La glauconie présente à la base et quelques nodules de carbonate ou phosphate se trouve localement dans la couche.

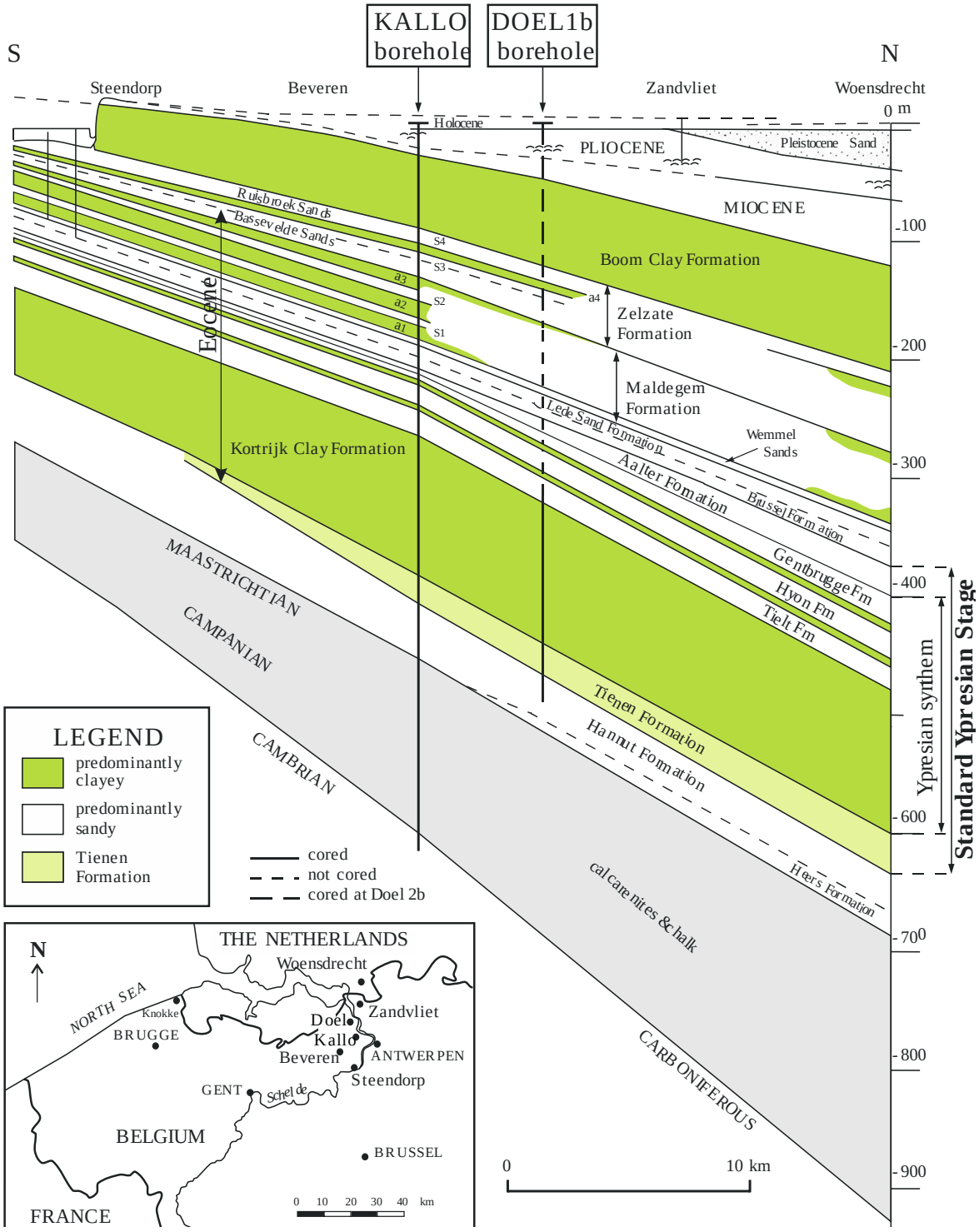


Figure 3-2 : Coupe géologique Sud−Nord traversant Kallo et Doel (Steurbaut, 2006)

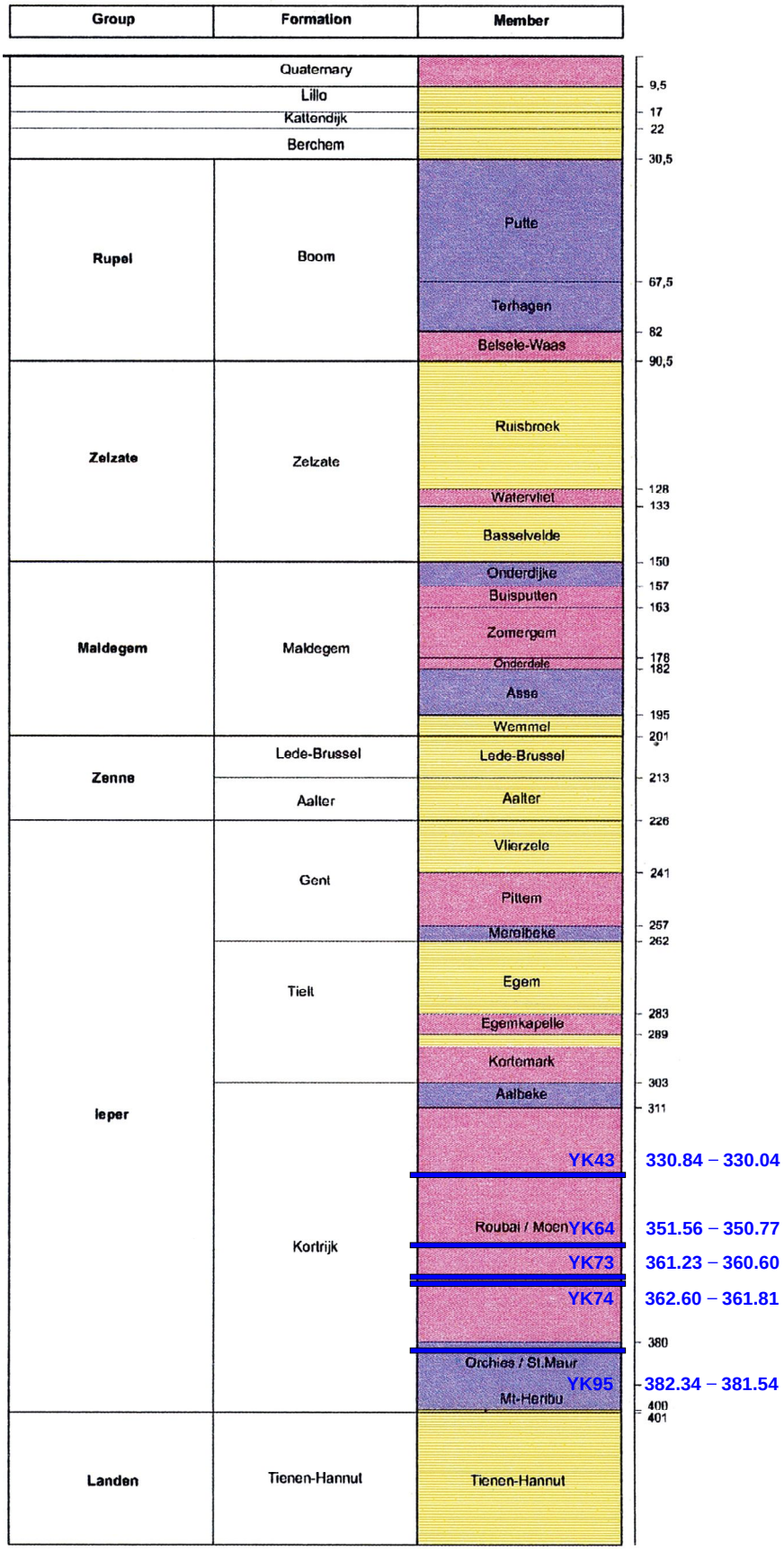


Figure 3-3 : Coupe stratigraphie au forage ON-Kallo-1, modifiée selon (Cammaer et al., 2009)

3.2.2. Argile de Boom

L'Argile de Boom a fait l'objet de nombreuses études pour différentes applications géotechniques et géologiques. L'application la plus ancienne concerne son exploitation le long des rivières Rupel et Escaut à partir du 13ème siècle (Decleer et Viaene, 1993 ; Decleer et al., 1983) pour la fabrication de briques. L'Argile de Boom a aussi été utilisée pour le stockage de gaze (De Sloovere, 1983). Des campagnes de caractérisations géotechniques extensives ont été réalisées pour le creusement de tunnel sous le Rupel à Boom, l'Escaut à Anvers et le Westerscheldt au Pays-Bas (De Beer, 1967 ; De Beer, 1971). Les projets géotechniques principaux au niveau international concernent la construction des galeries souterraines à une profondeur de 223 m à Mol (URL HADES) pour le dépôt potentiel de déchets radioactifs dans cette formation. Ces projects correspondent à une quarantaine d'années de recherche tant au laboratoire et qu'en place.

L'Argile de Boom a été déposée pendant l'étage Rupélien, l'époque Oligocène, qui s'étend entre 36 et 30 Ma du présent (Henriet et al., 1989 ; Steurbaut, 1992 ; Van Simaeys et Vandenberghe, 2006 ; Vandenberghe, 1978 ; Vandenberghe et al., 1998). Cette unité stratigraphique a été déposée dans la partie méridionale du bassin de la mer du Nord qui est enfermé par des régions d'altitude plus élevée comprenant le bouclier Fenno-Scandinavie au Nord-Est, Europe centrale au Sud et la Grande Bretagne à l'Ouest. De très épaisses successions Oligocène de ce bassin ont été identifiées au centre (1000 m) et au Sud. Par rapport au bassin sédimentaire de l'Europe du Nord-Ouest, l'Argile de Boom est considérée, sur les critères lithologique et géométrique, comme équivalente aux argiles hollandaise "Brinkheurne Formation", allemande "Lintforter Schichten mit Septarien-Ton", polonaise "Septarienton" et danoise "Viborg" (De Craen et al., 2012 ; Decleer et al., 1983).

En Belgique, l'Argile de Boom se situe dans le bassin de la Campine, au Nord-Est du pays, qui forme la partie méridionale du bassin de la Mer du Nord. Elle affleure dans une ceinture de 5 à 10 km de largeur et d'orientation NO-SE, et elle est interrompue par le chenal d'érosion du Diestien (Figure 3-4), où elle a été totalement érodée pendant le Miocène supérieur, environ 9 Ma du présent (Van Simaeys et Vandenberghe, 2006). Son affleurement est par conséquent divisé en deux zones séparées par la région Hageland. Dans la zone d'affleurement où la stratigraphique de la formation n'est pas complète, l'épaisseur de l'Argile de Boom varie entre 30 et 50 m. La formation (le bloc Ouest de la Campine) se penche légèrement (±1°) et s'épaissit suivant la direction Nord – Nord-Est (Figure 3-2 et

Figure 3-5) à cause du soulèvement du massif Ardenne (l'Ouest du bassin Campine) et à la subsidence du Roer Valley Graben (l'Est du bassin Campine) à la fin de l'étage Rupélien (De Craen et al., 2012 ; Geluk et al., 1994). Son épaisseur avoisine 75 m au Nord d'Anvers et atteint ainsi 100 m à la Campine septentrionale (Figure 3-4 et Figure 3-5). Vers la même direction, l'Argile de Boom est couverte par des couches sableuses déposées au système Néogène, appelées l'aquifère Néogène. Elle surplombe deux autres aquifères qui sont séparées par une mince couche d'argile Asse.

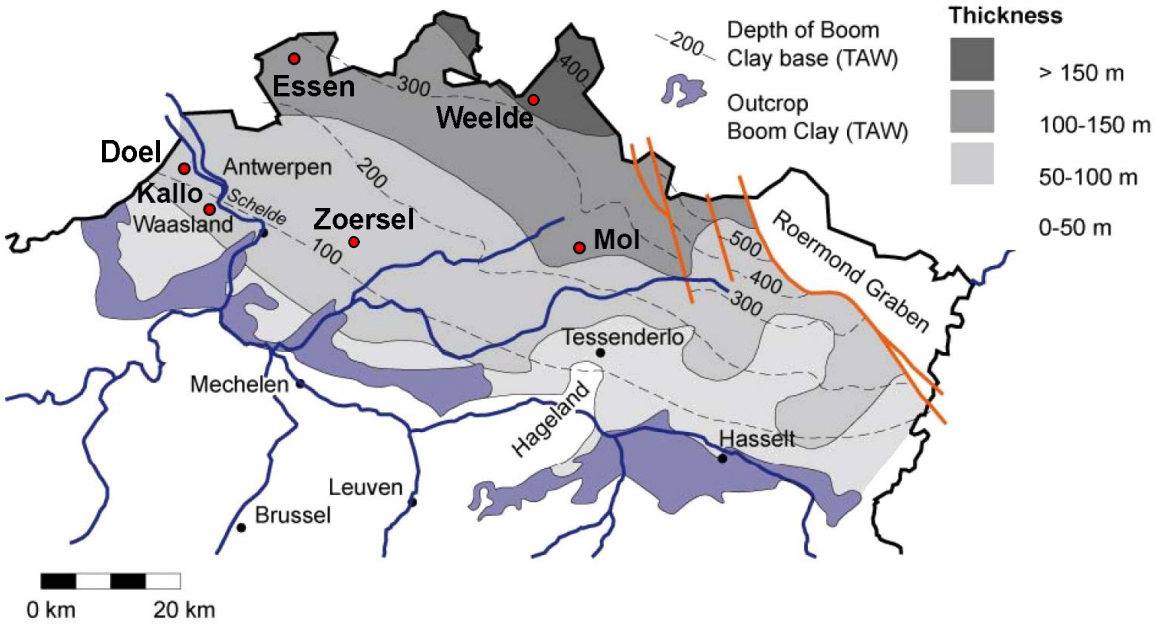


Figure 3-4 : Localisation de l'Argile de Boom, modifiée selon (ONDRAF, 2001)

Suivant ONDRAF (2001), la formation tertiaire de Boom correspond lithostratigraphiquement à une séquence d'argiles et de silts. Sa composition est plus ou moins homogène. Elle présente toutefois une structure en bancs de quelques dizaines de centimètres d'épaisseur, qui se traduit principalement par des variations cycliques de granulométrie, dues à la fluctuation de l'action des vagues sur le milieu de sédimentation, mais aussi des teneurs en matières organiques et en carbonates. Des horizons riches en carbonates contiennent des concrétions calcaires typiques appelées "septarias", qui apparaissent de manière remarquablement rythmique sur toute la colonne d'argile (Figure 3-6). Des bancs très sombres, riches en matière organique caractérisent le membre Putte. Ces alternances ont été parfaitement corrélées avec les séquences définies en argilières sous la zone d'affleurement, à plus de 50 km vers l'Ouest du site de Mol, ce qui montre une

continuité latérale de cette argile favorable au stockage, contrairement aux Argiles Yprésiennes.

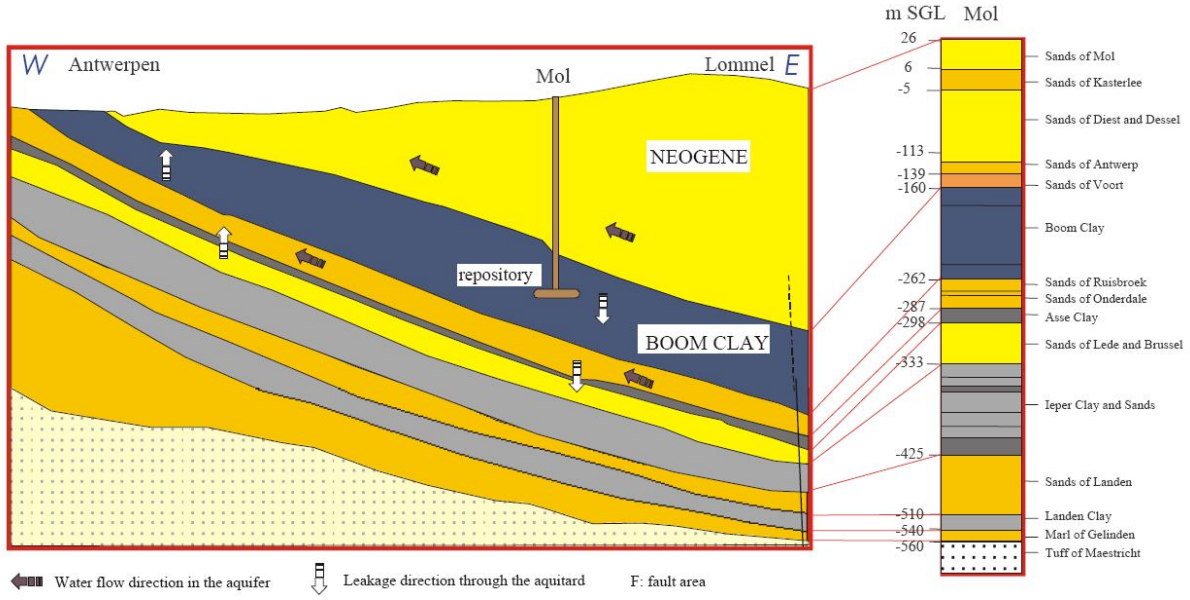


Figure 3-5 : Coupe géologique Ouest−Est traversant Mol (Sillen & Marivoet, 2007)

À Mol et à Essen, l'Argile de Boom possède une épaisseur d'environ 100 m, entre 191 – 291 m et 160 – 280 m de profondeurs, respectivement. Les positions des carottes d'Argile de Boom à Essen étudiées dans la présente étude sont marquées sur la Figure 3-7.

La formation de Boom est subdivisée, de bas en haut, en quatre membres : Belsele-Waas, Terhagen, Putte et Boeretang (dénommé dans le passé comme Transition zone, 10-Wig zone). Belsele-Waas est le membre le plus silteux de cette formation. Terhagen est le membre contenant le moins des fractions grossières (silt et sable), de couleur gris claire. Le membre Putte est de couleur sombre, caractérisé par la présence régulière des matières organiques et des horizons appelés "double banc" (db) qui consiste à deux couches assez grossières séparées par une couche argileuse plus mince (Vandenberghe et Van Echelpoel, 1987 ; Wemaere et al., 2008). La couche sus-jacente Boeretang est plus silteuse (Vandenberghe et al., 2001).

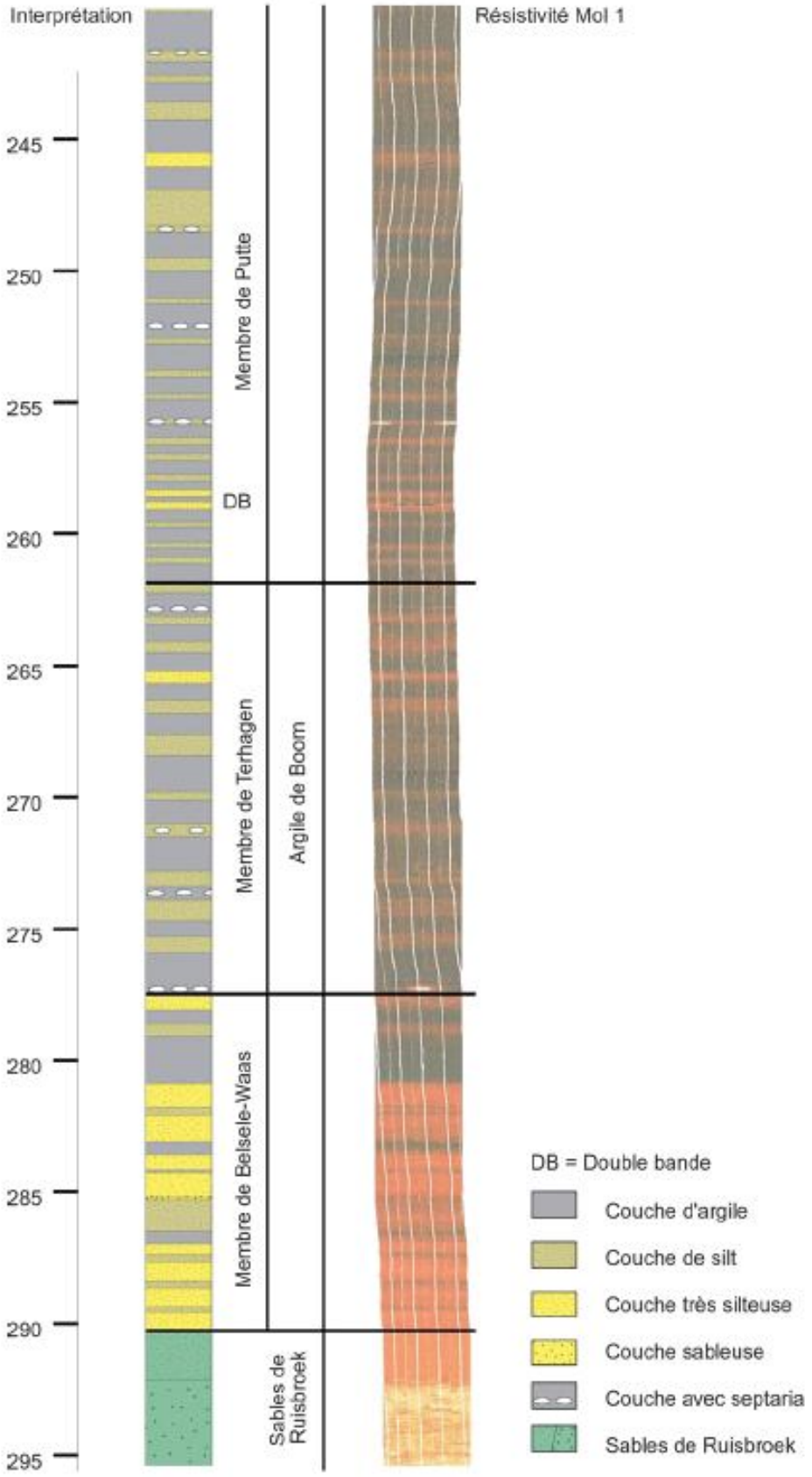


Figure 3-6 : Imagerie de résistivité de l'Argile de Boom à Mol (ONDRAF, 2001)

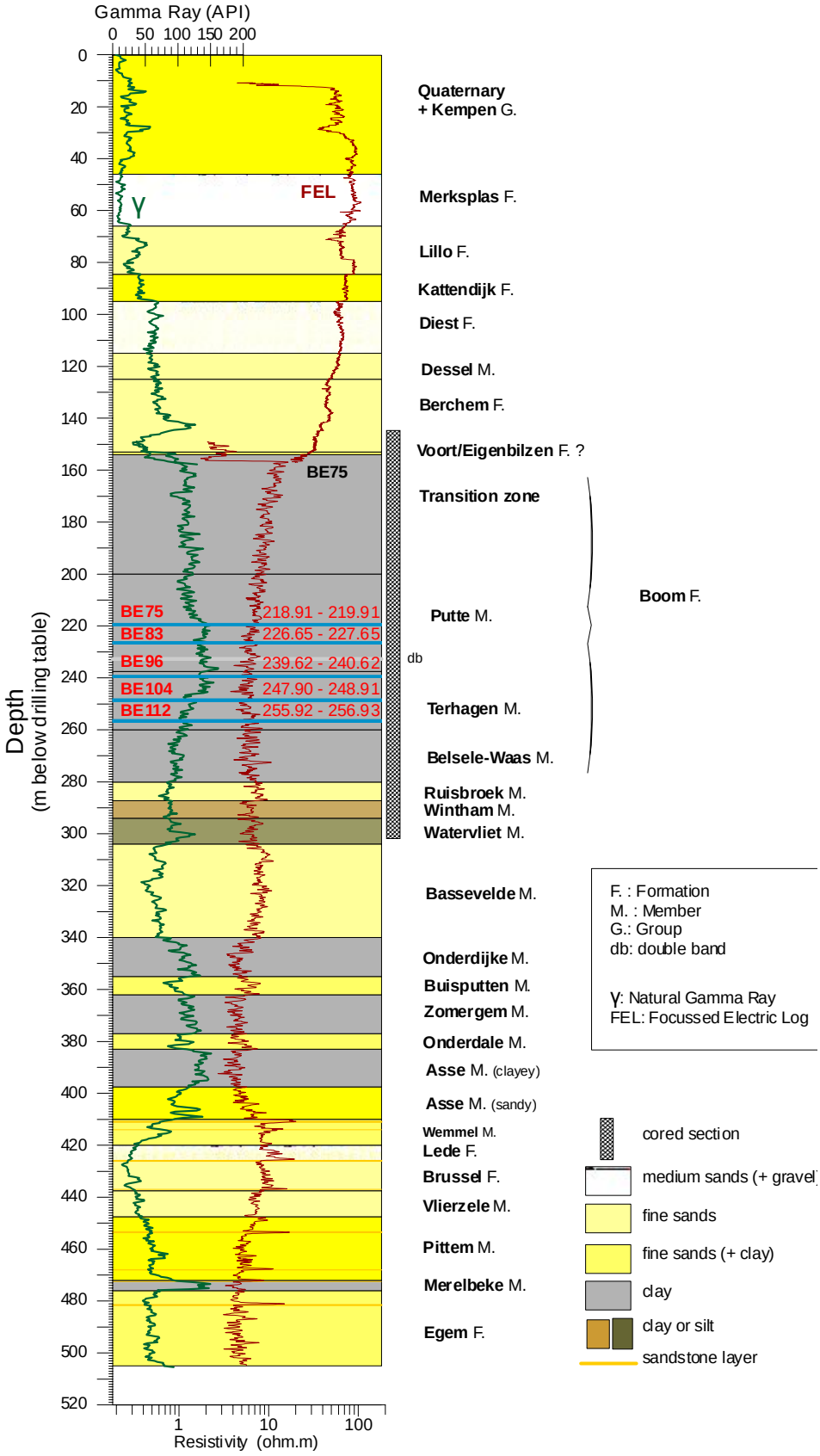


Figure 3-7 : Coupe stratigraphique au forage Essen-1, modifiée selon (Labat et al., 2008)

On constate une transition granulométrique entre l'argile "pure" (partie inférieure du membre Putte et le membre Terhagen) et les couches sableuses sous- et sus-jacentes (Figure 3-7). Ces alternances granulométriques et en matière organique ont été expliquées par la variation du niveau marin, déclenchée par l'évolution des calottes glaciaires et des banquises au cours d'Oligocène inférieur (Vandenberghe et al., 1997). La partie inférieure des sédiments Rupéliens, comprenant les membres Belsele-Waas, Terhagen et la partie inférieure du membre Putte, a été déposée dans les conditions ouvertes de plateau continental qui était temporairement connecté au domaine océanique avec une profondeur sous l'eau d'environ 100 m. Les successions du Rupélien supérieur (la partie supérieure du membre Putte et la formation Eigenbilzen) présente au contraire des conditions de dépôt plus superficielles et lagunaires (De Man et Van Simaeys, 2004 ; Mertens et al., 2003).

Suivant les histoires géologiques sur les argiles de Boom (Mol et Essen) et yprésiennes (Kallo et Doel) (Mertens et al., 2003 ; ONDRAF, 2001 ; Van Marcke et Laenen, 2005), il apparaît que ces sédiments sont normalement consolidés. Pour l'Argile de Boom, il y a une transition des états fortement surconsolidés aux affleurements aux états normalement consolidés vert le Nord et l'Est de la région de Campine.

3.3. Granulométrie

3.3.1. Argiles Yprésiennes

Des classifications granulométriques des sédiments du groupe d'Ypres sont présentées sur la Figure 3-8 pour les sites de Knokke (extrême Nord-Ouest du territoire Belge) et de Doel. De prime abord, la fraction sableuse pour les deux sites est assez faible, sauf pour quelques horizons dans les membres Mont-Héribu, Roubaix et Kortemark. Horizontalement, de l'Ouest (Knokke) à l'Est (Doel), la fraction sableuse augmente et la la fraction argileuse diminue, ce qui a été aussi observé par (Geets, 1988).

Verticalement, les variations de la fraction argileuse *CR* (teneur en masse des particules plus petites que 2 µm) et du rapport silteux *SR* (rapport entre les masses des particules de diamètres 2−16 µm et 16−63 µm) en fonction de la stratigraphie sur toute la profondeur des Argiles Yprésiennes au forage ON-Doel-1A (Van Marcke et Laenen, 2005) et ON-Kallo-1 (Vandenberghe, 2011) sont montrées sur la Figure 3-9 et la Figure 3-10,

respectivement. Du point de vue sédimentologique, les *CR* et *SR* reflètent les conditions de dépôt (la turbulence). Des valeurs élevée de *SR* et faible de *CR* représentent ainsi une condition turbulente dans laquelle les fractions fines n'ont pas été déposées, mais amenées d'ailleurs. En revanche, des valeurs faible de *SR* et élevée de *CR* indiquent une déposition dans un environnement plus tranquille. La dominance de la fraction argileuse et la dimension moyenne plus petite de la fraction silteuse dans les membres Orchies et Aalbeke vis-à-vis des membres Roubaix et Kortemark valident ce raisonnement pour les Argiles Yprésiennes sur le site de Doel. Sur le site de Kallo, ces différences ne sont pourant pas claires.

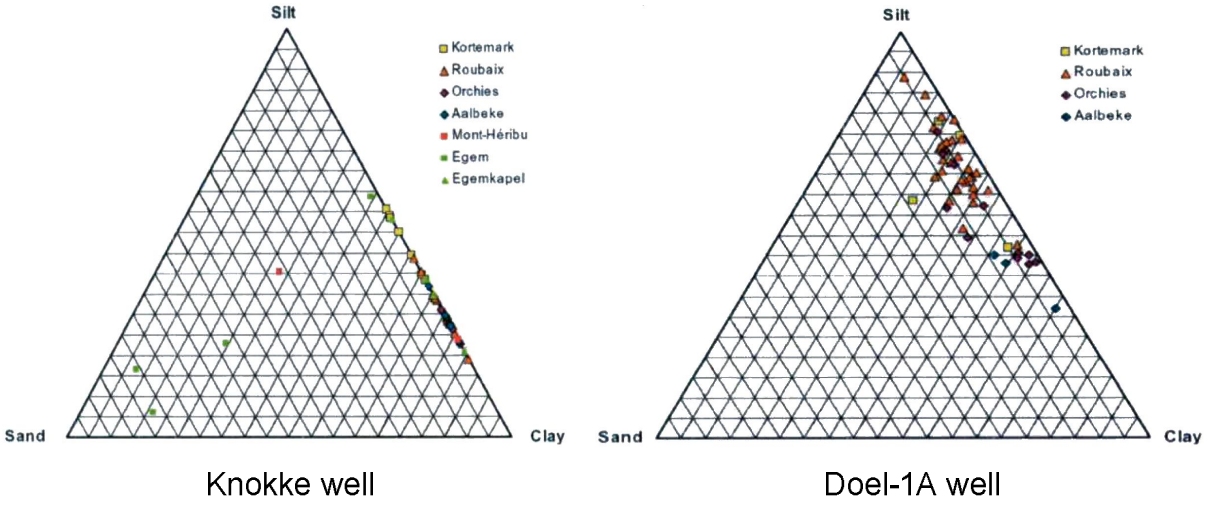


Figure 3-8 : Granulométries du groupe d'Ypres à Knokke et à Doel (Van Marcke & Laenen, 2005)

Pour une comparaison plus détaillée, les courbes granulométriques des Argiles Yprésiennes à quelques profondeurs sur les sites de Doel et de Kallo ont été mises ensemble sur la Figure 3-11. Les résultats du site Kallo sont cités dans Vandenberghe (2011) pour des profondeurs adjacentes aux carottes étudiées dans cette recherche (YK43, 64, 73, 74, 95) et à celles étudiées par l'UPC (YK53, 83). Ils étaient obtenus à l'aide de l'appareil "Micromeritics SediGraph 5100" avec la méthode par sédimentation avec mesure de rayon-X absorbé, *i.e.* granulométrie laser. Le nom des carottes d'Argiles Yprésiennes à Doel composé des initiaux de la formation et du site suivis de la profondeur. La technique utilisée pour les sols à Doel dans Van Marcke et Laenen (2005) n'a malheureusement pas été précisée.

En général, la fraction sableuse (> 63 µm) est très limitée dans toutes les carottes testées (moins de 10 %) et la différence entre les deux sites est substantielle. Bien qu'il existe une certaine variation de composition du sol d'un lieu à l'autre due aux conditions de dépôt,

cette différence importante devrait, pour une large part, provenir de la discordance entre différentes méthodes d'expérimentation utilisées, bien que dans chaque groupe, on constate un bon accord entre la granulométrie et la lithostratigraphie.

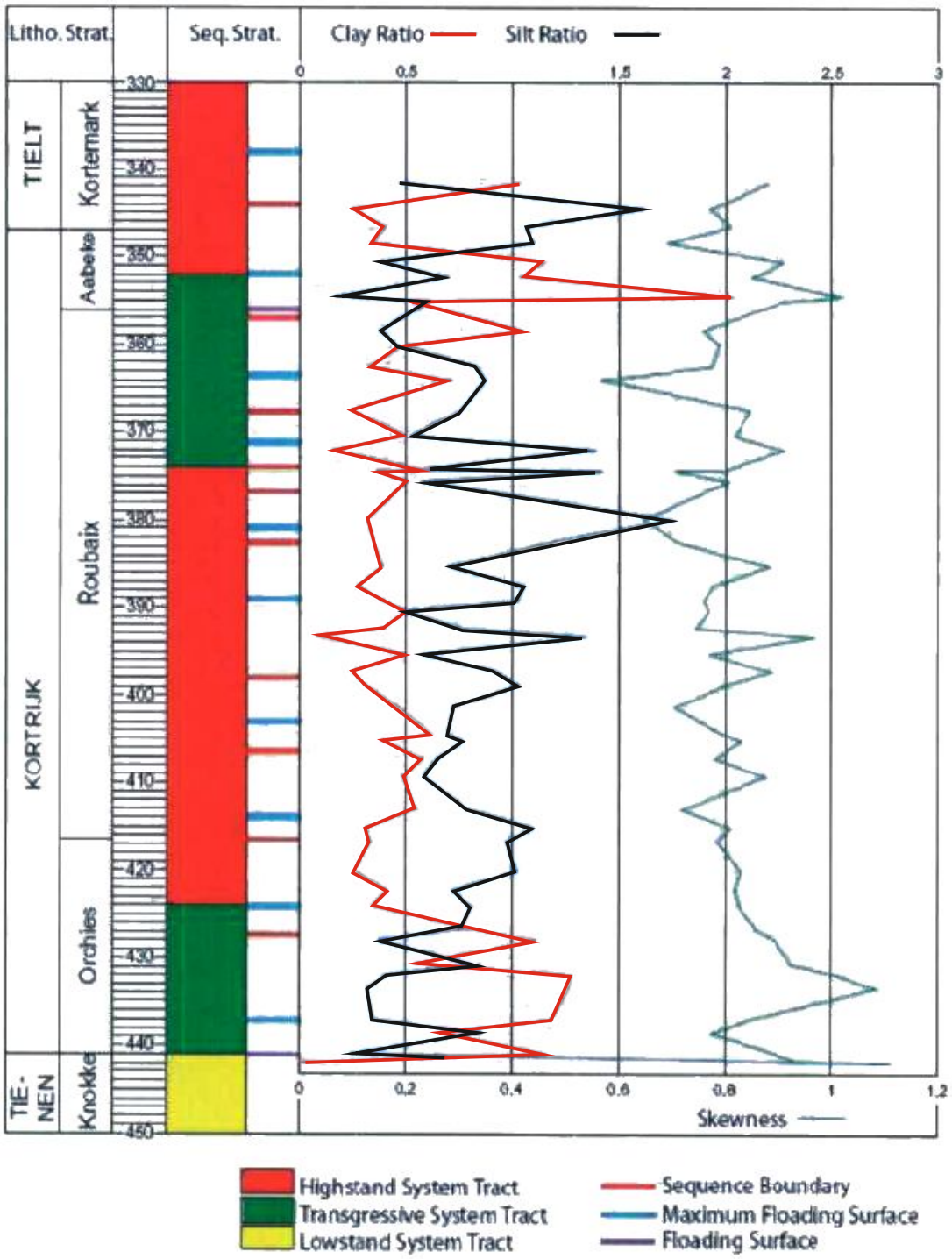


Figure 3-9 : Variations de *CR* et *SR* avec la stratigraphie pour les Argiles Yprésiennes à Doel (Van Marcke & Laenen, 2005)

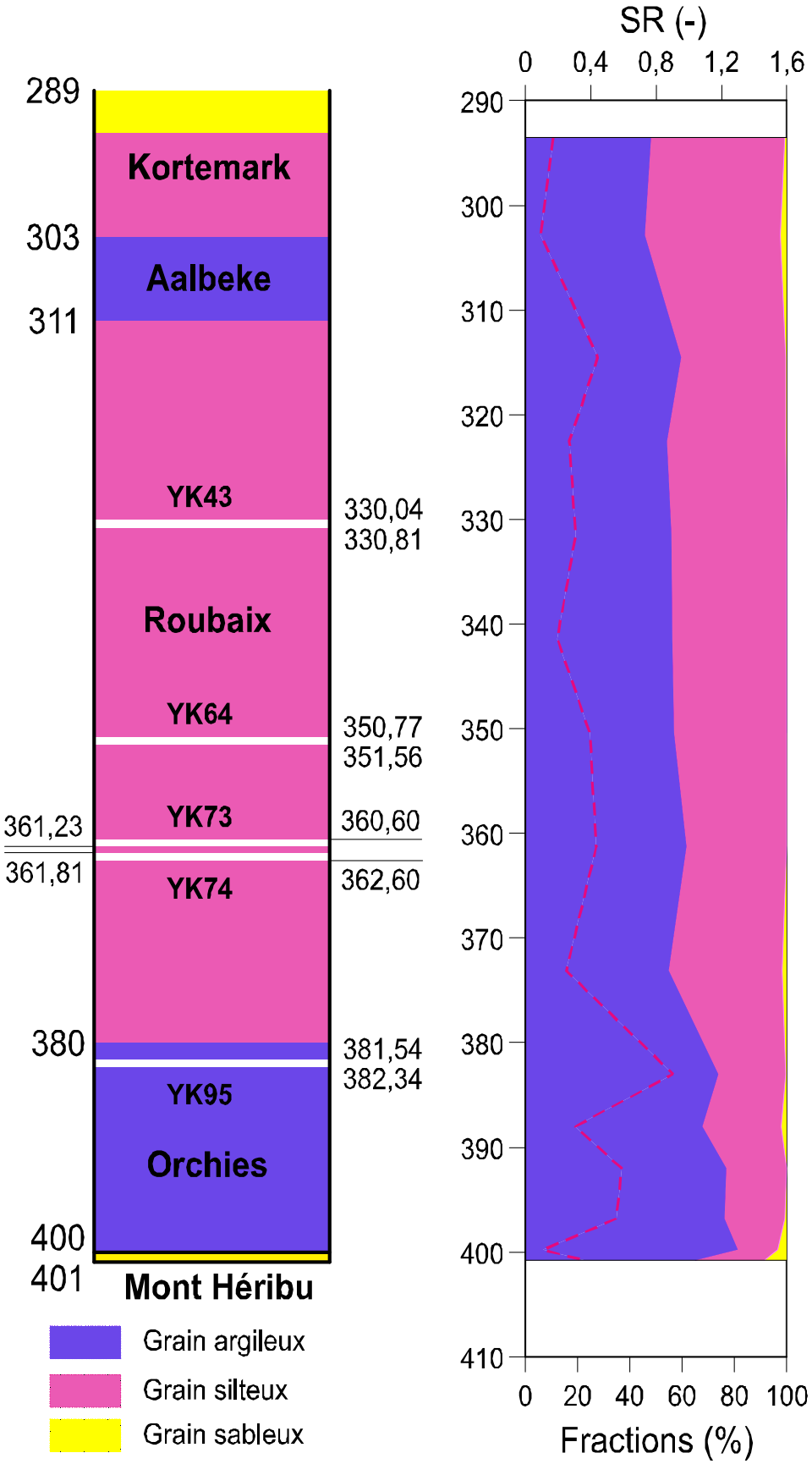


Figure 3-10 : Variations de *CR* et *SR* pour les Argiles Ypresiennes à Kallo, modifiées selon Vandenberghe (2011)

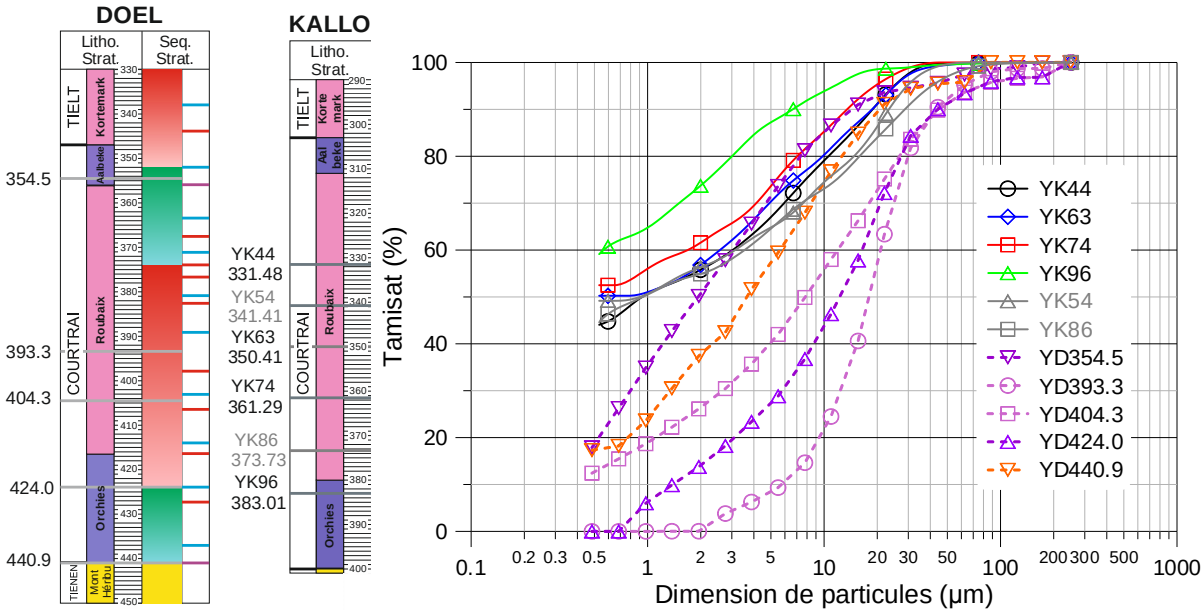


Figure 3-11 : Courbes granulométriques des Argiles Yprésiennes à Doel et à Kallo, modifiées selon Van Marcke et Laenen (2005) et Vandenberghe (2011)

Tableau 3-1 : Caractéristiques granulométriques des Argiles Yprésiennes, modifiées selon Van Marcke et Laenen (2005) et Vandenberghe (2011)

Site	Doel					Kallo					
Carotte	YD354.5	YD393.3	YD404.3	YD424	YD440.9	YK44	YK63	YK74	YK96	YK54	YK86
D_{60} (µm)	2,76	21,89	10,94	15,58	5,49	3,16	2,66	1,78	0,56	3,16	3,55
D_{30} (µm)	0,85	12,34	2,76	5,49	1,37	-	-	-	-	-	-
D_{10} (µm)	0,35	5,49	0,48	1,37	0,21	-	-	-	-	-	-
C_u (-)	8	4	23	11	26	-	-	-	-	-	-
C_C (-)	0,8	1,3	1,5	1,4	1,6	-	-	-	-	-	-

YD393.3, (YK44, 54, 63), au milieu du membre Roubaix, représentent la position la plus grossière parmi celles considérées. Cette position correspondrait à la fin de la première régression pendant l'étage Yprésien. Les fractions fines augmentent vers la base du membre Roubaix (YD404.3 et YK74) et le membre Orchies (YD424.0 ; YK96). Cette tendance croissante est interrompue anormalement au niveau de la carotte YK86 qui présente une granulométrie similaire à celle au milieu du membre Roubaix. À la base du membre Orchies, à la frontière avec la formation Tirlemont (Tienen en Néerlandais), à cause de la présence de la glauconie et carbonate (*c.f.* paragraphe 3.2.1), le sol redevient grossier (YD440.9). Le

membre Aalbeke (YD354.5), étant le dépôt marin le plus argileux du Tertiaire belge, montre une granulométrie la plus fine.

Les coefficients d'uniformité $C_u = D_{60}/D_{10}$ et de courbure $C_c = (D_{30})^2/(D_{60}D_{10})$ varient respectivement de 4 à 26 et aux alentours de 1 (Tableau 3-1), indiquant que les sols ont une granulométrie bien étalée. Les densités de tailles de grains des Argiles Yprésiennes à Doel et à Kallo sont déterminées à partir des courbes granulométriques sur la Figure 3-11 et sont présentée sur la Figure 3-12. Les Argiles Yprésiennes sur les deux sites présentent des distributions poly-modales. La présence des poly-modalités indique la contribution de plusieurs facteurs à la formation des sédiments.

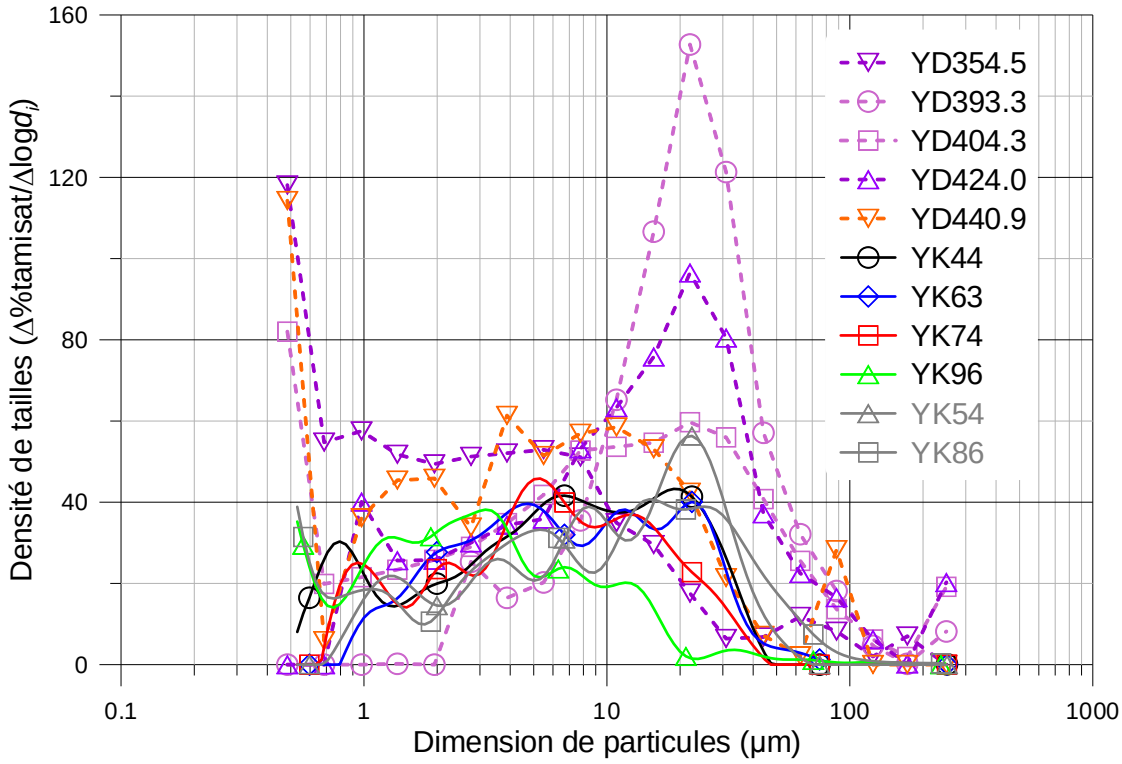


Figure 3-12 : Densité de tailles de grains pour les Argiles Yprésiennes à Doel et à Kallo, modifiées selon Van Marcke et Laenen (2005) et Vandenberghe (2011)

3.3.2. Argile de Boom

La variation granulométrique verticale et horizontale de l'Argile de Boom à travers les quatre sites, de l'Ouest à l'Est : Doel, Zoersel, Mol, et Weelde (Figure 3-4), est montrée sur la Figure 3-13. La zone de transition et surtout le membre le plus profond Belsele-Waas sont nettement plus grossiers que les deux membres Putte et Terhagen. Les fractions sableuses de

ces deux derniers membres sont toutes inférieures à 15 %, et souvent moins de 5 %, tandis que celles des deux autres atteignent 50 %. La cyclicité granulométrique de l'Argile de Boom a été mise en évidence par Dehandschutter et al. (2005).

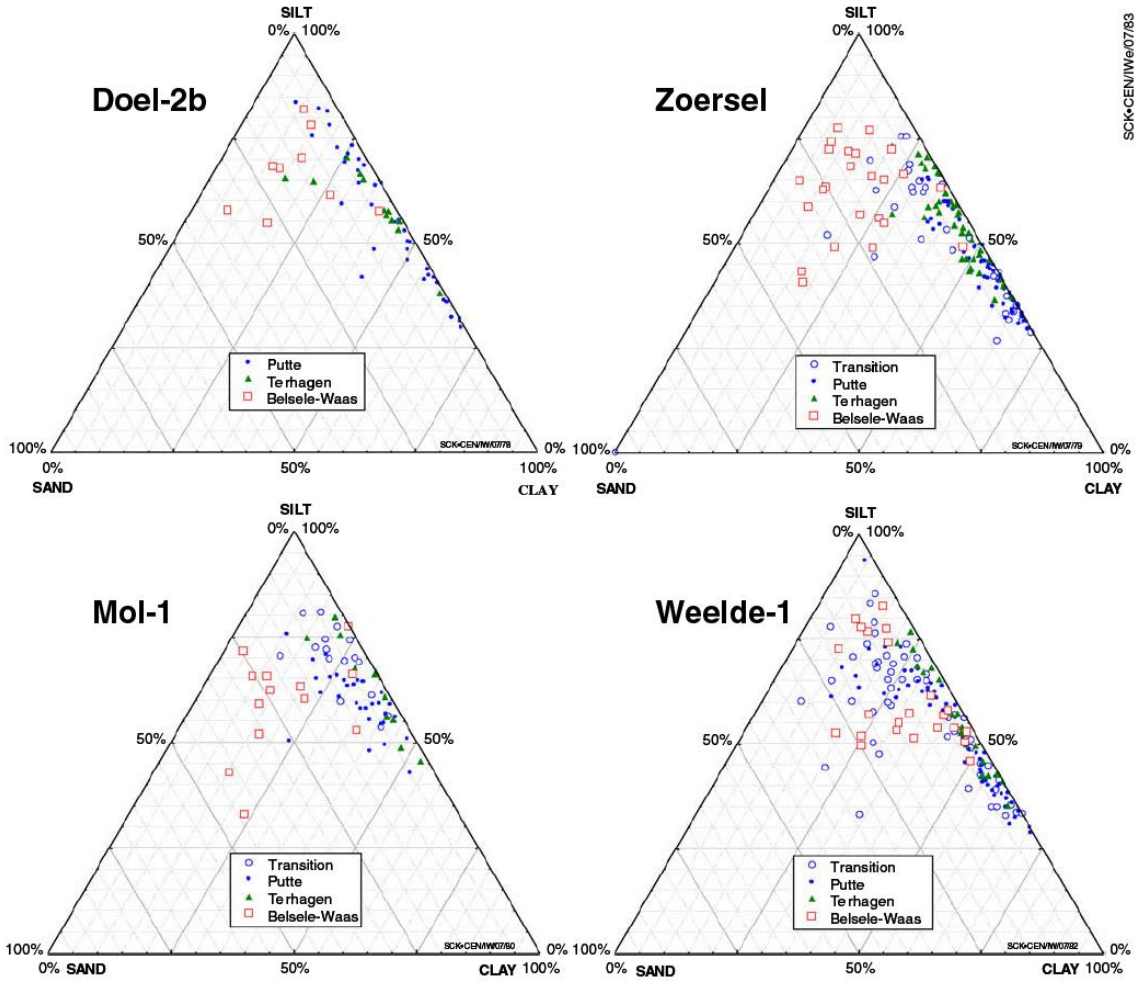


Figure 3-13 : Granulométries de l'Argile de Boom aux différents sites (Wemaere et al., 2008)

Pour le site d'Essen, les résultats du présent travail sur les carottes (BE75, 83, 96, 104, 112), obtenus avec la méthode par tamisage à sec et la méthode par sédimentation conventionnelle (*c.f.* chapitre 2), sont présentés sur la Figure 3-14. Les résultats obtenus par KULeuven avec la méthode de granulométrie laser sur les carottes adjacentes (BE79, 88, 97, 110) citées dans Labat et al. (2008) sont aussi reportés sur cette figure.

Les courbes granulométriques pour l'Argile de Boom à Mol obtenues par Baldi et al. (1987), Baldi et al. (1991), Baldi et al. (1988), Coll (2005), Lagny (1996), Lima (2011), Romero (1999) et Volckaert et al. (1996) avec la méthode par sédimentation conventionnelle

et par Lagny (1996) et Rhattas (1994) avec la méthode de granulométrie laser sont présentées sur la Figure 3-15.

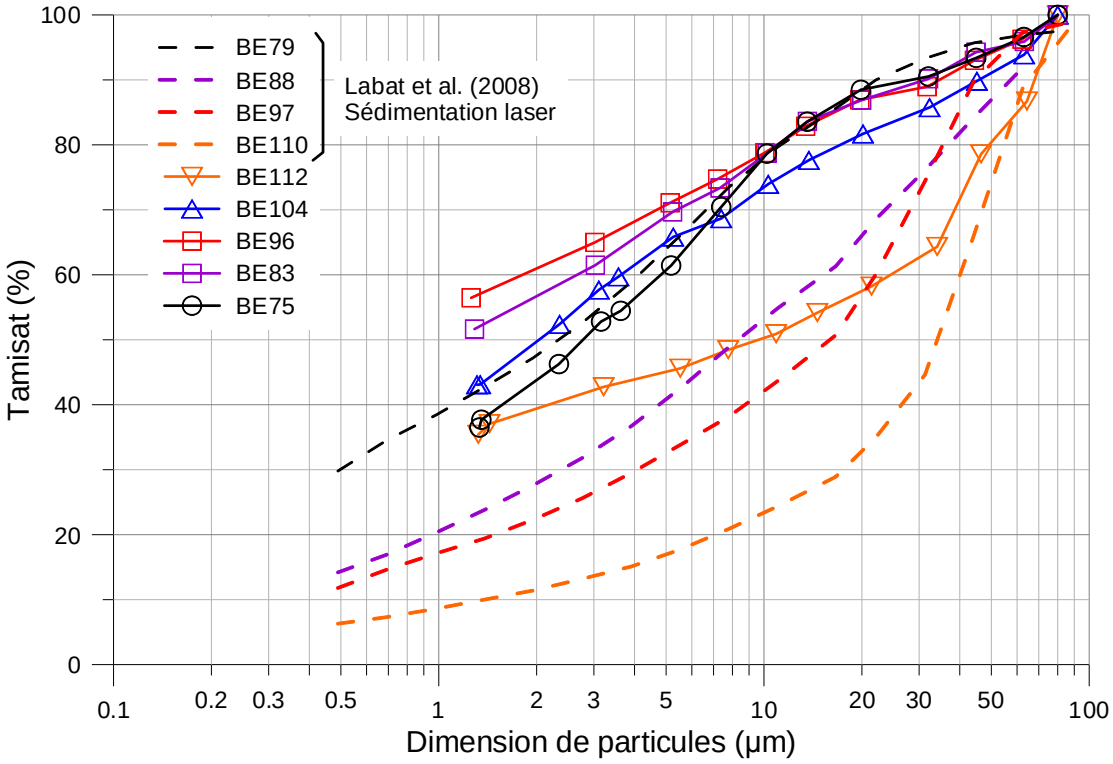


Figure 3-14 : Courbes granulométriques pour l'Argile de Boom à Essen

Comme l'Argile de Boom est constituée principalement de particules en dimensions d'argile ou de silt, la phase de dispersion joue un rôle déterminant. Pour le mettre en évidence, Romero (1999), à partir des quelques résultats granulométriques sur l'Argile de Boom à Mol présentés sur la Figure 3-15, a déterminé les courbes de densité de tailles de particules correspondantes (Figure 3-16). Certaines courbes présentent une distribution mono-modale, à relier à un état floculé de particules correspondant à une dimension de 4−6 µm. D'autres montrent une distribution bi-modale avec une population dominante de taille de 0,6 µm, liée à un état colloïdal, et une population moins importante de taille de 5 µm, associée à des floculations. La salinité dans la suspension, malgré l'utilisation de dispersants et de l'eau distillée pour la dilution, ajoute également une certaine influence (*c.f.* paragraphe 1.3.8 et chapitre 6). En conséquence, la discordance est due aux différentes méthodes de traitements mécaniques (appareil de dispersion) ainsi que chimiques (agents dispersants) pour désagréger les particules lors de la préparation. Cet écart est plus marqué dans la gamme de faibles dimensions (< 50 µm). En fait, les courbes granulométriques obtenues avec la

méthode de granulométrie laser se trouvent souvent en dessous de celles avec la méthode par sédimentation conventionnelle, ce qui a été également observé par Vitton et Sadler (1997).

Pour l'Argile de Boom à Essen (Figure 3-14), on observe que les courbes granulométriques de (BE75, 83, 96, 104) déterminées avec la méthode par sédimentation conventionnelle sont proches et que celle de BE112 est nettement en dessous des autres, indiquant une granulométrie plus grossière et uniforme. La courbe granulométrique pour BE79 obtenue par Labat et al. (2008) se trouve dans la gamme des courbes pour (BE75, 83, 96, 104) (cette étude). Suivant la variation de la stratigraphie (*c.f.* paragraphe 3.2.2), les courbes de (BE88, 97) devraient se trouver aussi dans cette zone. Mais les résultats obtenus par Labat et al. (2008) montrent l'inverse : ces courbes sont plus proches de la courbe de BE112. La courbe de BE110 se trouve au plus bas parmi les résultats obtenus par Labat et al. (2008), ce qui est en accord avec les résultats de cette étude en terme de tendance de variation avec la profondeur. Pourtant, la différence entre les courbes de BE110 (Labat et al., 2008) et de BE112 (cette étude) est importante. Notons que la longeur de chaque carotte d'Argile de Boom à Essen est de 1 m (Tableau 2-1).

Pour l'Argile de Boom à Mol (Figure 3-15), on observe deux groupes de courbes granulométriques suivant deux méthodes par sédimentation, conventionnelle et laser ; ceci montre une bonne répétabilité des essais. On observe aussi une variation verticale de la granulométrie de l'Argile de Boom à Mol, entre des profondeurs de 223 – 250 m : la grossièreté augmente avec la profondeur. Le coefficient d'uniformité C_u = 7 (méthode laser) et 22 (méthode conventionnelle) ; le coefficient de courbure $C_c \approx 1$ dans tous les cas (Tableau 3-2).

Tableau 3-2 : Caractéristiques granulométriques de l'Argile de Boom à Mol (223 m)

Source	Lagny (1996)	Rhattas (1994)	Wan (1996)	Lagny (1996)
Méthode	Conventionnelle	Granulométrie laser		
D_{60} (µm)	2,20	7,35	8,73	5,65
D_{30} (µm)	0,50	2,45	3,19	2,52
D_{10} (µm)	0,10	0,80	1,27	1,00
C_u (-)	22	9	7	6

C_c (-)	1,1	1,0	0,9	1,1

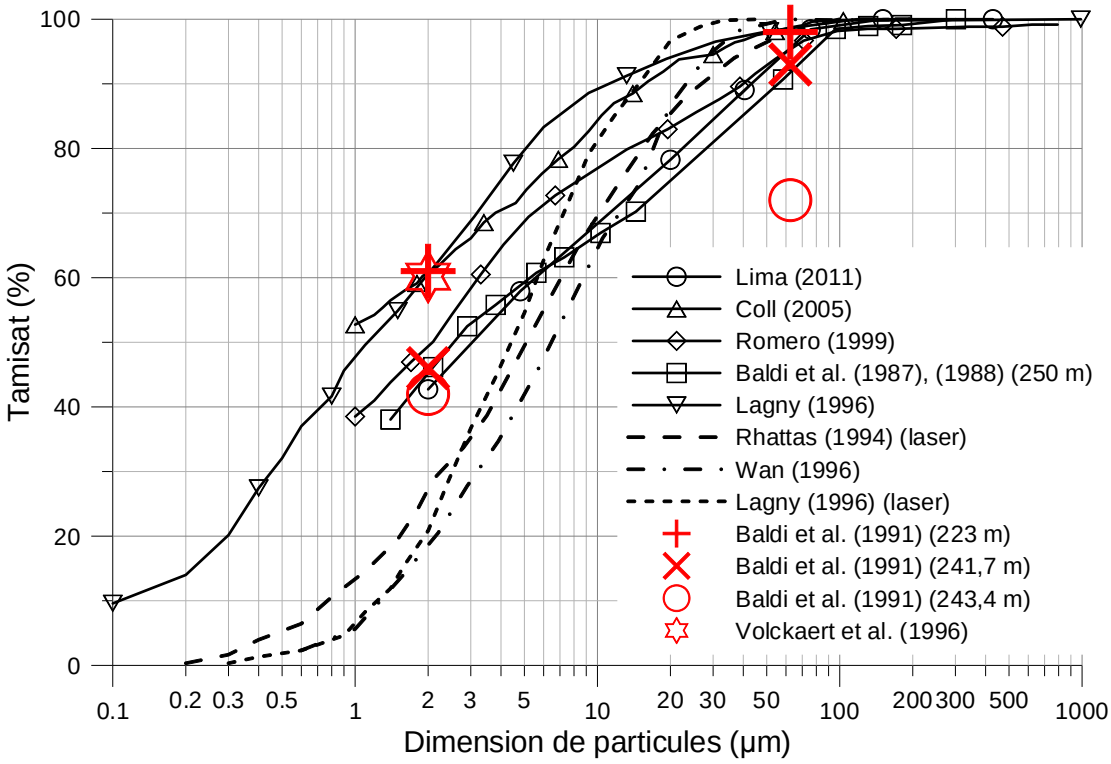


Figure 3-15 : Courbes granulométriques de l'Argile de Boom à Mol

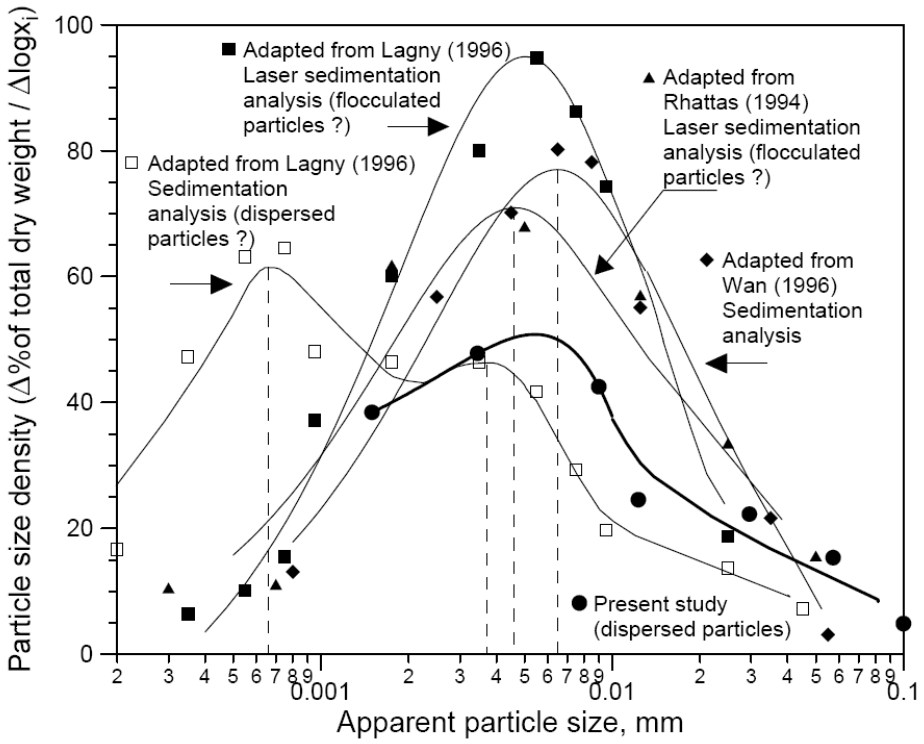


Figure 3-16 : Densité de tailles de grain pour l'Argile de Boom à Mol (Romero, 1999)

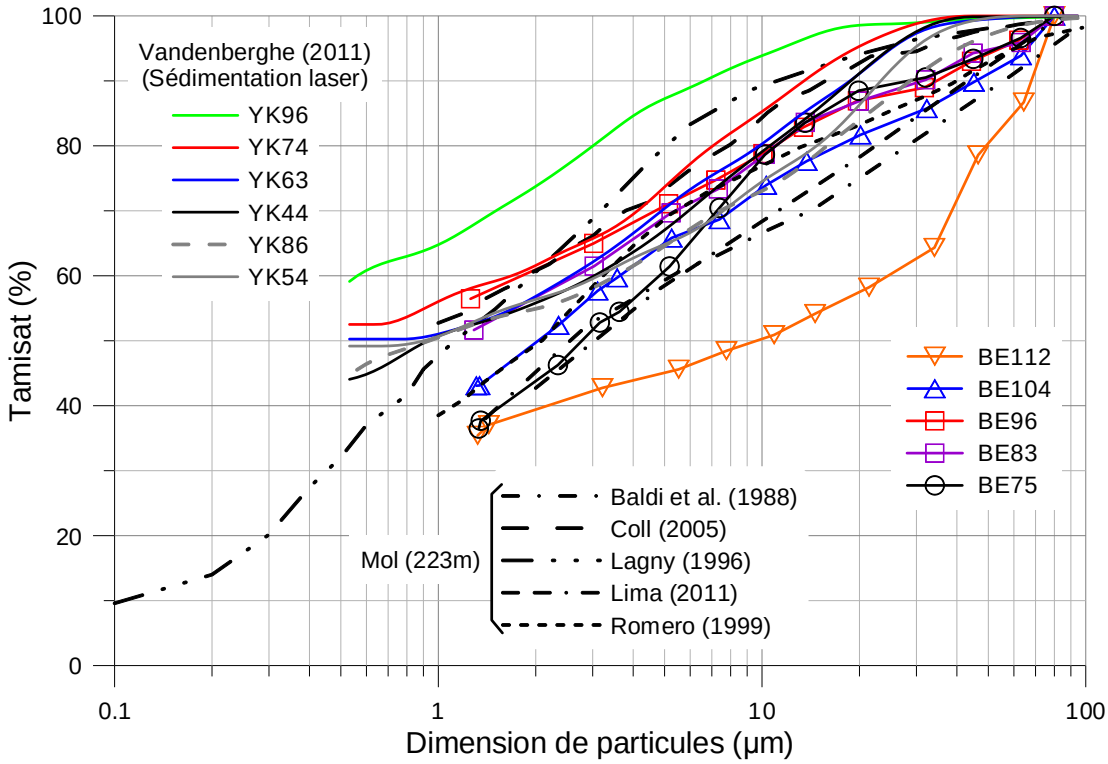


Figure 3-17 : Courbes granulométriques des Argiles Yprésiennes et de l'Argile de Boom

Les courbes granulométriques des Argiles Yprésiennes à Kallo (granulométrie laser) et de l'Argile de Boom à Mol et à Essen (sédimentation conventionnelle) sont regroupées sur la Figure 3-17. On observe que les carottes BE83 (partie inférieure du membre Putte) et BE96 (partie supérieure du membre Terhagen) sont granulométriquement similaires à l'Argile de Boom à Mol au niveau d'URL HADES, qui fait partie aussi du membre Putte. Les carottes BE104 (en bas du membre Terhagen) et BE75 (en haut du membre Putte) sont légèrement plus grossières que les deux derniers. Le résultat de BE112 situé près de la frontière entre les membres Terhagen et Belsele-Waas (Figure 3-7), est distinctement en dessous de ceux des autres carottes d'Argile de Boom considérées. Tous ces détails granulométriques reflètent parfaitement les descriptions lithostratigraphiques présentées au paragraphe 3.2.2. Bien que la granulométrie laser sous-estime la fraction fine de sols comme mentionné précédemment, les courbes granulométriques des Argiles Yprésiennes à Kallo, en particulier les carottes (YK74, 96), se trouvent encore au dessus de celles de l'Argile de Boom. Cela signifie que les Argiles Yprésiennes sont nettement plus fines que l'Argile de Boom.

3.4. Minéralogie

3.4.1. Argiles Yprésiennes

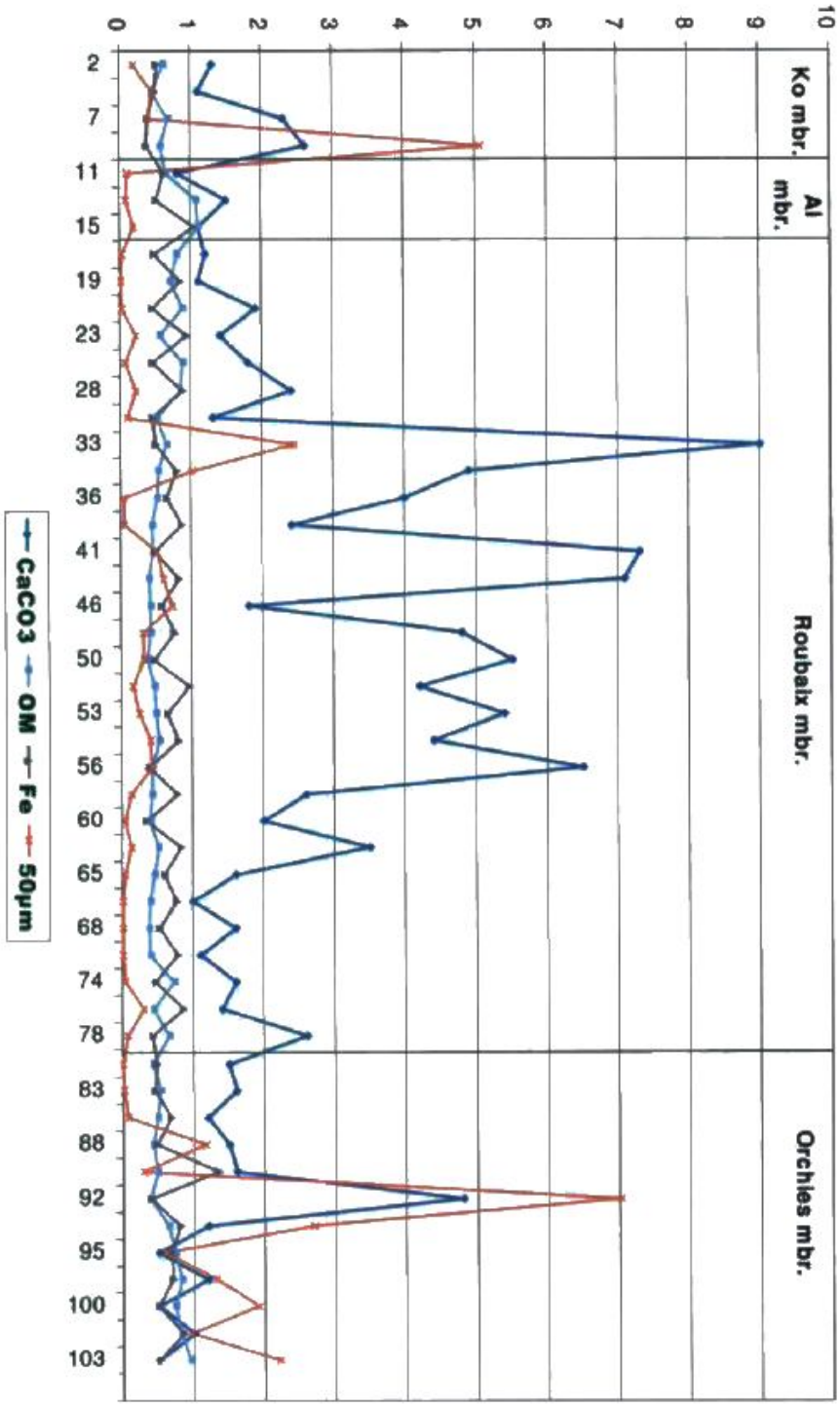


Figure 3-18 : Variations des teneurs en carbonates, en matières organiques, en fer et de la fraction grossière supérieure à 50 µm pour les Argiles Yprésiennes au ON-Doel-1A (Walraevens & Mahauden, 1998)

Les distributions des carbonates, des matières organiques, du fer et de la fraction grossière supérieure à 50 µm de la formation Courtrai de ON-Doel-1A sont présentées sur la Figure 3-18. Les teneurs en matières organiques et en fer sont faibles (< 1 %) et régulièrement distribuées sur toute la profondeur de la formation. La teneur en carbonates est aussi faible (< 2 %) sauf pour le centre du membre Roubaix, où les valeurs montent jusqu'à 5−9 %, et pour la base du membre Kortemark. Le parallélisme de cette variation avec celle des fragments de fossiles indique l'origine principalement biogénétique des carbonates. La distribution des carbonates correspond aussi à la variation du niveau de la mer (Van Marcke et Laenen, 2005). Les fortes teneurs en carbonates se limitent aux régressions où apparaissent les sédiments plus grossiers. Dans les parties transgressives – les membres Aalbeke, Orchies et la base du membre Roubaix, la teneur en carbonates est plus faible que 2 % sauf pour quelques échantillons au sommet du membre Orchies.

Tableau 3-3 : Teneurs en carbonates des Argiles Yprésiennes au ON-Kallo-1

Carotte	YK43	YK64	YK73	YK95
$CaCO_3$ (%)	10,16	1,38	0,88	3,82

Dans cette étude, les teneurs en carbonates de quatre carottes d'Argiles Yprésiennes du forage ON-Kallo-1 présentées dans le Tableau 3-3 confirment bien la tendance de variation avec la profondeur décrite ci-dessus pour le site de Doel. La valeur pour YK73 (base du membre Roubaix) est ainsi négligeable (0,88%). Elle augmente légèrement vers le milieu du membre Roubaix (YK64 − 1,38 %) et vers le sommet du membre Orchies (YK95 − 3,82 %), et monte brusquement à 10,16 % pour YK43 5 (milieu du membre Roubaix).

Les compositions minéralogiques globales de sept échantillons du forage ON-Doel-1A ont été étudiées quantitativement par SDR (1999) avec la technique FT-IR (Spectroscopie infrarouge à transformée de Fourier). Les résultats sont présentés sur la Figure 3-19 dans laquelle, les autres minéraux, "others", comprennent la Muscovite et la Pyrite. On observe de nouveau le mode de variation de la teneur en carbonates présenté sur la Figure 3-18. Cependant, le pic au milieu du membre Roubaix est moins prononcé que ceux observés par Walraevens et Mahauden (1998) et par cette étude. Le quartz domine les minéraux non-argileux (environ 70 %), ce qui s'accorde avec les résultats de Walraevens et Mahauden (1998) obtenus sur la fraction non-phyllosilicate. Il atteint sa valeur maximale dans les

horizons plus silteuses, comme le membre Kortemark et le centre du membre Roubaix, où la teneur argileuse est faible. Notons que la fraction argileuse s'élève à 79 % dans le membre Aalbeke qui est le plus argileux en Belgique. Environ deux tiers de sols du membre Orchies sont aussi constitués de minéraux argileux. Les phyllosilicates sont principalement les smectites et l'illite, la présence de kaolinite et chlorite étant très faible. Les mêmes observations ont été faites indépendamment par Walraevens et Mahauden (1998). Cela donne aux Argiles Yprésiennes à ces profondeurs de fortes capacités de gonflement et les rendent plus sensibles aux variations physico-chimiques (*c.f.* chapitre 4, 5, 6).

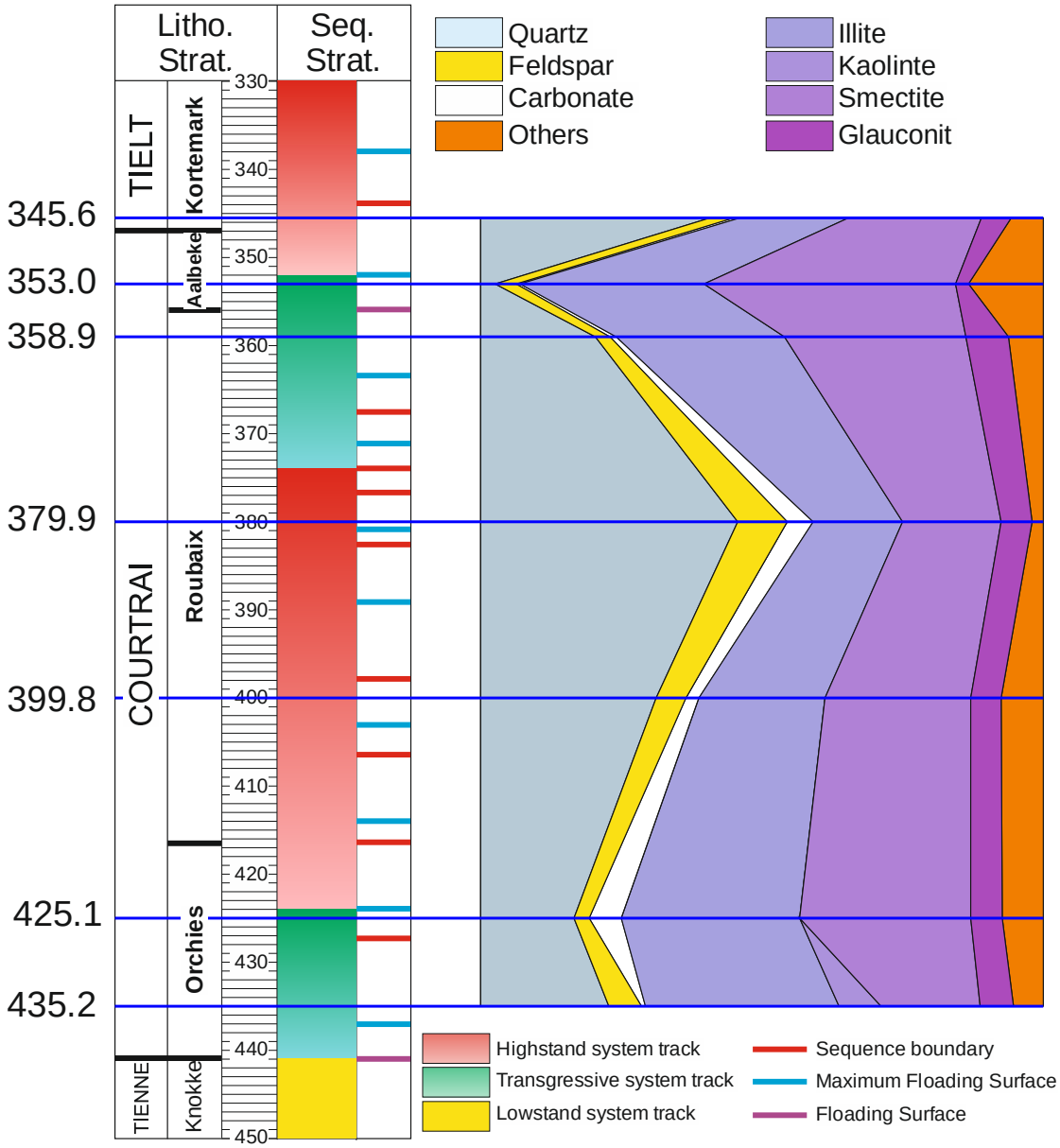


Figure 3-19 : Variation de la minéralogie des Argiles Yprésiennes au forage ON-Doel-1A (SDR, 1999)

Tableau 3-4 : Composition minéralogique pour la masse totale des Argiles Yprésiennes à Kallo (Vandenberghe, 2011)

Carotte	Prof. (m)	qtz (%)	felds. (%)	car. (%)	Autres (%)	Σ_{NC} (%)	kaol. (%)	chl. (%)	sm. éq. (%)	ill. éq. (%)	Σ_C (%)
44	331,48	32	12	2,0	0,4	46	2	3	33,7	15,3	54
54	341,41	45	9	3,2	3,2	60	1	3	24,5	10,5	39
63	350,41	36	13	1,7	1,7	52	5	3	30,8	9,2	48
74	361,29	31	11	0,8	0,4	43	3	4	28,8	21,2	57
86	373,13	43	11	0,7	1,1	56	3	4	21,7	15,3	44
96	383,01	27	10	4,0	0,8	42	3	3	30,4	22,6	59

Tableau 3-5 : Composition minéralogique pour la fraction argileuse (< 2 µm) des Argiles Yprésiennes à Kallo (Vandenberghe, 2011)

Carotte	Relative à la fraction < 2 µm						Relative à la masse totale			
	IS (%)	ill. (%)	sm. (%)	kaol. (%)	chl. (%)	$\Sigma_{2:1}$ (%)	$\Sigma_{2:1}$ (%)	IS (%)	ill. (%)	sm. (%)
44	24	9	63	2	2	96	49	12	5	32
54	24	8	64	2	2	96	35	9	3	23
63	24	9	62	1	4	95	40	10	4	26
74	22	10	63	2	3	95	50	12	5	33
86	24	7	64	2	3	95	37	9	3	25
96	23	10	59	3	5	92	53	13	6	34

Les analyses minéralogiques quantitatives globales sur les Argiles Yprésiennes à Kallo ont été réalisées par Vandenberghe (2011) avec XRD. Cette technique fournit des quantités globales des minéraux non-argileux (Σ_{NC}) et argileux (Σ_C) dont la kaolinite, la chlorite et le groupe des argiles di-octaédriques ($\Sigma_{2:1}$) qui correspondent à l'illite (ill.), les smectites (sm.), l'interstratifiée illite-smectite (IS), la muscovite, la glauconite, *etc*. Comme ces minéraux argileux 2:1 ont été quantifiés ensemble, des mesures *CEC* ont suivi, permettant de séparer le groupe 2:1 en pourcentages massiques totales de l'illite/muscovite et de la smectite "équivalentes". Le terme "équivalent" signifie que la surface externe des particules d'illites se comporte comme la surface totale d'une certaine quantité correspondante de smectites. Autrement dire, c'est seulement cette quantité de smectites équivalente qui détermine la valeur de *CEC*. La différence entre la quantité du groupe 2:1 et cette dernière permet de déterminer la quantité d'illite "équivalente", supposant que la charge moyenne

d'un feuillet de smectites est de 100 meq/100 g. Des analyses quantitatives ont été aussi menées pour des informations plus détaillées sur la fraction argileuse (< 2 µm). La tendance d'évolution des teneurs des minéraux pour les Argiles Yprésiennes à Kallo suivant Vandenberghe (2011) est la même, mais à une magnitude plus faible, que celle pour le sol à Doel obtenu par SDR (1999).

La composition minéralogique des Argiles Yprésiennes à Kallo aux quatre profondeurs proches des positions où se concentre cette étude est présentée dans le Tableau 3-4 pour la masse totale et le Tableau 3-5 pour la fraction argileuse (< 2 µm). Les résultats pour les deux carottes étudiées par l'UPC sont aussi reportés dans ces tableaux. Cette composition minéralogique montre une dominance des minéraux argileux et de la phase gonflante (smectites et interstratifiée illite−smectites). La très forte teneur en smectite et faible teneur en carbonates de la carotte YK44 (milieu du membre Roubaix) est toutefois en désaccord avec les résultats de SDR (1999) et Walraevens et Mahauden (1998) illustrés sur la Figure 3-18 et la Figure 3-19.

3.4.2. Argile de Boom

La minéralogie actuelle de l'Argile de Boom est presque la même que celle juste après sa déposition il y 30 Ma en raison de l'absence des transformations minérales (Yu et al., 2011).

Tableau 3-6 : Composition minéralogique de l'Argile de Boom aux affleurements (Decleer et al., 1983)

Minéraux	$\overline{x} = \frac{\sum_{i=1}^{21} x_i}{21}$ (%)	Min − Max (%)	$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{21} (x_i - \overline{x})}{20}}$ (%)
Quartz	35,2	23,8−58,3	10
Microcline	8,8	6,5−11,3	1,3
Plagioclase	4,5	3,2−6-2	0,7
Pyrite	1,5	0,7−2,5	0,5
Calcites	0,9	0,0−4,3	1,2
Smectites	33	19−42	7
Illite	12	3−23	5
Kaolinite	5	1−9	2

Sur trois sites d'affleurement, Saint-Nicolas, Terhagen et Kruibeke (Figure 3-4), la minéralogie de l'Argile de Boom a été identifiée sur tout son profil d'environ une cinquantaine mètres par Decleer et al. (1983) avec (i) XRD sur la masse totale au niveau des teneurs de quartz, de microcline et de plagioclase ; (ii) détermination de la teneur en CO_2 pour en déduire les calcites ; (iii) détermination de la valeur totale de sulfure pour la teneur en pyrite ; et (iv) XRD sur la fraction argileuse (< 2 µm) ; la teneur des minéraux argileux relative à la masse totale est calculée avec le pourcentage de cette fraction. Les résultats sont présentés dans le Tableau 3-6 en termes de valeurs moyenne, minimale, maximale et de l'écart type.

Tableau 3-7 : Composition minéralogique de l'Argile de Boom à Mol et aux affleurements. I : illite ; S : smectites ; et V : vermiculite

Source	Zeelmaekers et al. (2010)	Zeelmaekers (2011) Yu et al. (2011)
Position (m)	225,59 m de profondeur à Mol	7 aux affleurements 13 au forage ON-Mol-1
Minéral	% poids	% poids
Minéraux argileux	66,4	26−70
Kaolinite	8,3	2−17
Illite/muscovite	7,2	4−18
Chlorite/vermiculite	3,9	1−4
Smectites		7−24
I−S interstratifiée		7−23
I-S-V R0 (41:49:10)	22,9	
I-S-V R0 (77:23:0)	15	
Minéraux non-argileux	33,5	30−74
Quartz	21	20−61
Feldspaths	4,3	5−14
Carbonates	4,2	0,3−4,3
Pyrites	1,9	0,5−3
Anatase	0,8	Trace
Apatite	0,2	Trace
Matière organique	0,8	?

Pour l'Argile de Boom à Mol, autour d'URL HADES, plusieurs études minéralogiques ont été menées. Les premiers travaux ont été réalisés par Horseman et al. (1987) et Baldi et al. (1991) sur les sols extraits de "Experimental shaft" et de "Test Drift". La surface spécifique de l'Argile de Boom à 247 m de profondeur a été mesurée par Horseman et al. (1987) avec la méthode EGME (Heilman et al., 1965) : S_s = 177 m^2/g.

Une récapitulation des résultats de Al-Mukhtar et al. (1996), Bernier et al. (1997), Griffault et al. (1994), Li et al. (2007), ONDRAF (2001), Robinet et al. (1996) et Volckaert et al. (1996) sur la minéralogie de l'Argile de Boom à Mol est présentée par Romero (1999).

Les résultats minéralogiques les plus récents et complets sur l'Argile de Boom sont ceux de Zeelmaekers (2011) et Zeelmaekers et al. (2010), cités dans Yu et al. (2011), sur 20 échantillons de différentes localisations dont 13 du forage ON-Mol-1 et 7 des affleurements (Rumst, Kruibeke et Saint-Nicolas) avec (i) XRD sur les poudres de la composition totale et de la fraction argileuse (< 2 µm) ; (ii) les analyses chimiques ; (iii) la mesure de CEC ; et (iv) l'adsorption de l'eau à 110°C. Ces résultats sont présentés au Tableau 3-7.

Tableau 3-8 : Composition minéralogique semi−quantitative de l'Argile de Boom à Mol (BM−223m) et à Essen (BE75, 83, 96, 104, 112)

Échantillon		BM (223 m)	BE75	BE83	BE96	BE104	BE112
Massif total (% poids)	Quartz	60	40	60	70	65	70
	Feldspath K	+	+	++	++	+	5
	Illite/mica	10	15	10	10	10	10
	Kaolinite	30	40	30	20	20	15
	Pyrite	+	+	++	+	++	++
	Calcite	+				5	++
	Gypse	+	++	+			
	Jarosite		5				
	Soufre		+				
Fraction Argileuse (< 2µm) (% poids)	Chlorite	5	5	5	5	5	5
	Kaolinite	35	35	35	35	35	25
	Illite	20	20	20	20	15	10
	Smectites	10	10	20	10	30	50
	Ill./sm.	30	30	20	30	15	10

Les analyses XRD semi-quantitatives pour les cinq carottes d'Argile de Boom à Essen et une autre à Mol au niveau d'URL HADES ont été réalisées dans cette étude et sont résumées dans le Tableau 3-8.

Globalement, la composition minéralogique de l'Argile de Boom au bassin de Campine, déterminée à différentes localisations, se diffère considérablement d'une étude à l'autre. Même dans chaque étude, Zeelmaekers (2011) par exemple, la minéralogie varie aussi avec le site et avec la profondeur. Les conclusions communes sont les dominances de quartz sur les minéraux non-argileux (comme les Argiles Yprésiennes), et de kaolinite, illite et interstratifiée illite-smectite sur la portion argileuse. Pourtant, à quelques lieux, la teneur en smectites de l'Argile de Boom peut monter à 24 % (Tableau 3-7). Il est donc important de prendre en considération cette hétérogénéité lors de la comparaison entre différentes études sur ce matériau.

On rappelle que les Argiles Yprésiennes ont la smectite comme minéral argileux principal. Cela veut dire que des argiles peu-gonflantes dominent la fraction argileuse dans l'Argile de Boom, tandis que ce rôle dans les Argiles Yprésiennes est assumé par la portion gonflante.

3.5. Eau interstitielle

En raison des complexes interactions entre les minéraux argileux, les ions dissous, les molécules d'eau, les matières organiques, *etc.* (*c.f.* paragraphe 1.1.3), la méthode d'extraction de l'eau interstitielle des sols argileux affecte directement les analyses géochimiques qui la suivent. L'extraction de l'eau de pore *in situ* peut être réalisée par divers types de piézomètre, placé dans différentes directions et à différentes profondeurs. Au laboratoire, l'eau de pore peut être récupérée par filtrage/essorage avec pressage (mécanique) ou le lessivage (OECD-NEA, 2000). Actuellement, l'eau à partir du piézomètre est considérée comme la plus représentative de l'eau de pore *in situ* puisque celle-ci subit le minimum artefact grâce au nombre limité de manipulations au laboratoire. L'eau du pressage est comparable avec celle du piézomètre lorsque l'attention ne porte que sur la composition des ions majeurs, pas sur les éléments en trace ou matières organiques (De Craen et al., 2004).

3.5.1. Argiles Yprésiennes

Tableau 3-9 : Composition chimique de l'eau interstitielle dans les Argiles Yprésiennes à Doel, modifiée selon (Van Marcke & Laenen, 2005)

Ion	Min (mg/L)	Max (mg/L)	Min (10^{-3} M)	Max (10^{-3} M)
Na^+	4160	7459	180,87	324,30
K^+	94,3	919	2,42	23,56
Ca^{2+}	226	808,1	5,65	20,20
Mg^{2+}	83	418	3,46	17,42
Fe	0,15	13,86	0,00	0,25
Cl^-	6069	13540	170,96	381,41
SO_4^{2-}	226,4	6535	2,36	68,07
HCO_3^-	24,4	274,5	0,40	4,50
Total	12000	24900		
Conductivité électrique (S/cm)	15,14	22,30		
pH (-)	6,56	8,84		

Peu d'informations existent sur la composition chimique de l'eau de pore dans les Argiles Yprésiennes. Les analyses géochimiques ont été réalisées sur 25 échantillons extraits des forages à Doel par le laboratoire de la géologie et de l'hydrogéologie appliquées (LTGH) (Van Marcke et Laenen, 2005). Les résultats sont présentés dans le Tableau 3-9. En général, (i) la solution interstitielle des Argiles Yprésiennes est de type NaCl avec la dominance du cation Na^+ et de l'anion Cl^- ; (ii) la tendance de variation verticale des concentrations ioniques n'est pas évidente ; et (iii) l'eau de pore est faiblement basique.

À propos du site de Kallo d'où proviennent les Argiles Yprésiennes étudiées dans ce travail, une solution synthétique équivalente à l'eau de pore *in situ* a été proposée par SCK•CEN (Van Marcke, 2009) pour utiliser dans les études au CERMES et à l'UPC : 6896 m/L (118×10^{-3} M) NaCl et 838 mg/L (6×10^{-3} M) Na_2SO_4.

3.5.2. Argile de Boom

Des études géochimiques sur l'Argile de Boom sont assez nombreuses. A l'URL de Mol, de multiple projets *in situ* ont été menés pour la géochimie, tels que EG/BS (Neerdael, 1984), ARCHIMEDE-argile (Griffault et al., 1994), SPRING 116, ORPHEUS et MORPHEUS (De Craen et al., 2004). Un travail bibliographique sur la composition chimique de l'eau de pore de l'Argile de Boom ainsi que sur sa variation spatiale a été effectué par (De Craen et al., 2004).

Tableau 3-10 : Compostion chimique de l'eau de pore dans l'Argile de Boom à Mol et à Essen (De Craen et al., 2006)

Site	Mol		Essen	
Composition	Référence		Moyenne	
Type de l'eau	$NaHCO_3$		NaCl	
Unité	(mg/L)	(10^{-3} M)	(mg/L)	(10^{-3} M)
F^-	3	0,16	1,2	0,06
Cl^-	26	0,73	1563	44,03
Br^-	0,6	0,01	5,9	0,07
SO_4^{2-}	2,2	0,02	400	4,17
HCO_3^-	880	14,43	414	6,79
Na^+	359	15,61	1280	55,65
K^+	7,2	0,18	29	0,74
Ca^{2+}	2	0,05	22	0,55
Mg^{2+}	1,6	0,07	32	1,33
Fe^{2+}	0,2	0,00	1	0,02
Si^{4+}	3,4	0,12	7,5	0,27
Al^{3+}	0,0006	0,00	< 0,005	0,00
Salinité	1287		4093	

Bien que l'Argile de Boom à Mol soit d'origine marine (*c.f.* paragraphe 3.2.2), la composition chimique de sa solution interstitielle est dominée par le sodium bicarbonate (Bernier et al., 1997 ; Coll, 2005 ; Lima, 2011). Cette composition équivaut à une solution de $NaHCO_3$ en concentration de 1,25 g/L (Henrion et al., 1985). On note que la composition

chimique de l'eau de pore de l'Argile de Boom a varié sous quelques cycles d'infiltration de l'eau marine ou fraîche depuis une trentaine de millions d'années (Kasse, 1988 ; Vandenberghe et al., 2004). Ces variations de l'eau interstitielle, selon Honty et De Craen (2009), n'affectent pas significativement la minéralogie du sol (*c.f.* paragraphe 3.4.2). Le *pH* de l'Argile de Boom, outre sa variabilité spatiale inhérente, est influencé par la durée et la façon de stockage d'échantillons, fluctuant entre $8-9$.

La variabilité verticale de la géochimie de l'Argile de Boom sur le site de Mol observée avec 12 piézomètres MORPHEUS par De Craen et al. (2004) est trouvée négligeable. Pour l'Argile de Boom à Essen, une forte variation de la salinité du sommet à la base est remarquée par un changement progressif à partir d'une solution du type $NaHCO_3$/NaCl en 6×10^{-3} M à une autre du type NaCl en 108×10^{-3} M. Ces tendances d'augmentation continuent encore à l'aquifère sous-jacente (De Craen et al., 2006).

Suivant De Craen et al. (2004), la variabilité latérale dans la direction Nord-Ouest – Sud-Est de la géochimie de l'Argile de Boom est aussi caractérisée par une transition de la solution du type $NaHCO_3$ à Mol au type $NaHCO_3$/NaCl à Doel. La composition chimique de l'eau de pore dans l'Argile de Boom à Mol et à Essen (Tableau 3-10) confirme cette différence. On observe aussi une augmentation de la salinité et de la concentration en Na^+ d'environ quatre fois en passant du site de Mol au site d'Essen. La concentration en Na^+ pour l'Argile de Boom à Essen est toutefois d'un sixième seulement de celle pour les Argiles Yprésiennes à Doel (Tableau 3-9). Notons que les Argiles Yprésiennes contiennent plus d'argiles et de smectite que l'Argile de Boom (*c.f.* paragraphe 3.4).

3.6. Microstructure

3.6.1. Microscopie électronique à balayage

3.6.1.1. Argile de Boom

La Figure 3-20 présente les photos de MEB pour l'Argile de Boom intacte au niveau d'URL HADES à Mol (223 m de profondeur, partie supérieure du membre Putte). On observe de prime abord un arrangement de particules relativement dense et orienté suivant le plan de stratification qui est traduit par l'empilement des groupes de feuillets dans la direction

verticale (les images à gauche), et par la juxtaposition de particules dans le plan horizontal (les images à droite). Cette disposition justifie l'anisotropie transversale de l'Argile de Boom mise en évidence dans d'autres études (Lima, 2011 ; Piriyakul, 2006 ; Sultan et al., 2010), ce qui est typique des sédiments profonds tels que l'argile de Londres (Gasparre, 2005 ; Nguyen, 2006), l'argilite Opalinus (Naumann et al., 2007 ; Zhang et al., 2007), l'argilite de COx (Mohajerani, 2011 ; Wenk et al., 2008 ; Zhang et Rothfuchs, 2004). Des photos similaires de MEB et de MEBE (Microscopie Électronique à Balayage Environnementale) sur l'Argile de Boom intacte à Mol ont été obtenues par Dehandschutter et al. (2004) et Lima (2011), respectivement. Sur la section perpendiculaire au litage, les grains de taille silteuse sont entremêlés des faisceaux de feuillets argileux. Ces particules silteuses sont noyées dans la matrice argileuse et ne sont donc pas en contact entre elles. Les pores inter-agrégat peuvent atteindre 5 µm ; ceux inter-particulaire (intra-agrégat) sont d'environ 0,5 µm.

L'arrangement des particules d'Argile de Boom à Essen au niveau des carottes BE83 (milieu du membre Putte) et BE96 (sommet du membre Terhagen) est présenté sur la Figure 3-21 et la Figure 3-22, respectivement. Avec les mêmes grossissments, les différences microstructurales entre l'Argile de Boom du membre Putte et de la partie supérieure du membre Terhagen, à Mol et à Essen, ne sont pas évidentes. En descendant à la partie inférieure du membre Terhagen, à la carotte BE112, un changement clair est observé sur la Figure 3-23, indiquant une importante quantité de gros éléments de dimensions plus grandes que 50 µm, reliés entre eux par de petits "ponts" en fraction fine. Cette microstructure appuie la variation lithostratigraphique verticale de l'Argile de Boom mentionnée dans le paragraphe 3.2.2 et en accord avec la discordance granulométrique de cette carotte vis-à-vis des quatre autres (Figure 3-14). En effet, la taille des particules dominantes pour BE112 (Figure 3-14) est aussi de l'ordre de 50 µm.

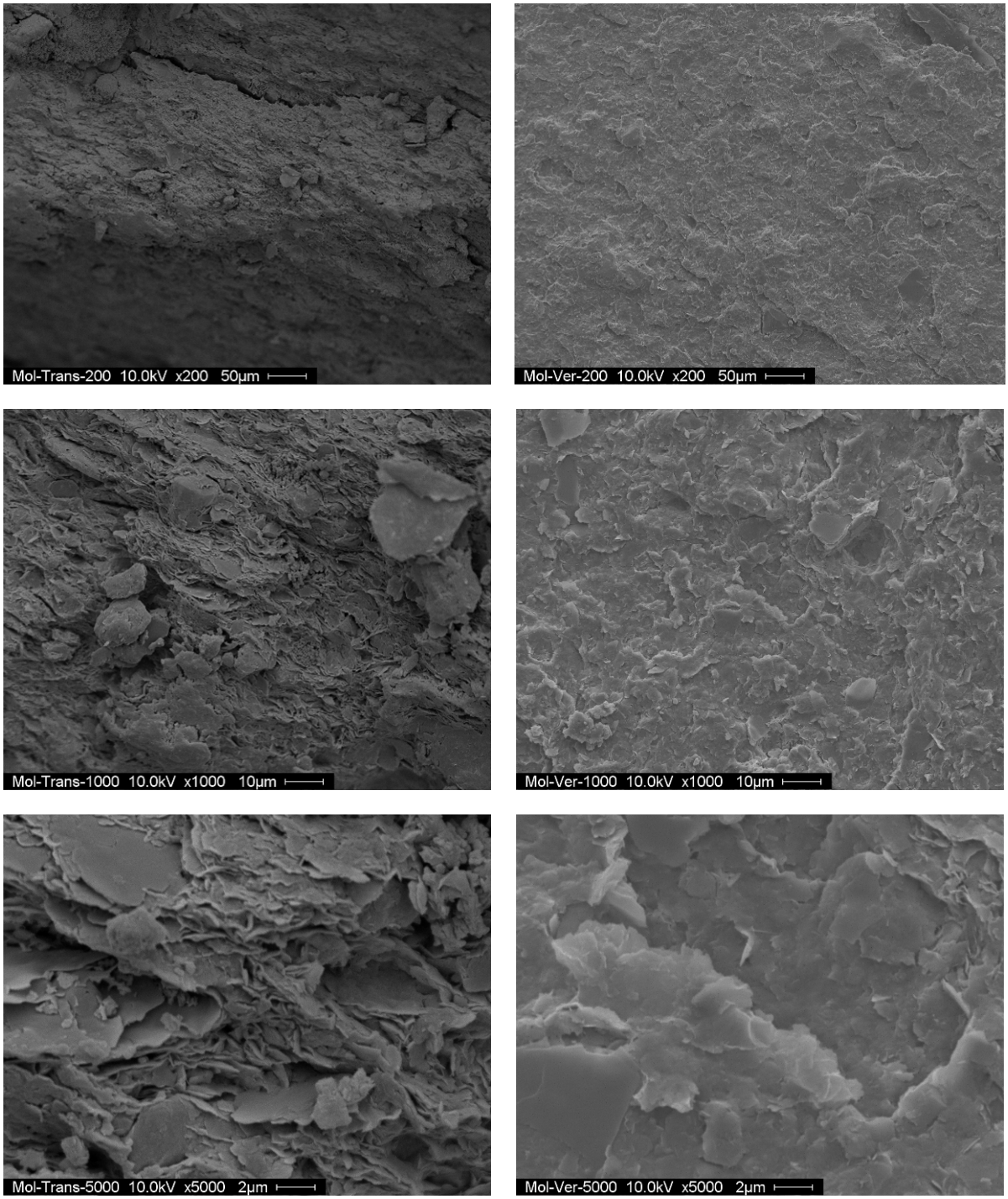


Figure 3-20 : Photos de MEB de l'Argile de Boom intacte à Mol (BM − 223 m) en directions parallèle (gauche) et perpendiculaire (droite) au litage

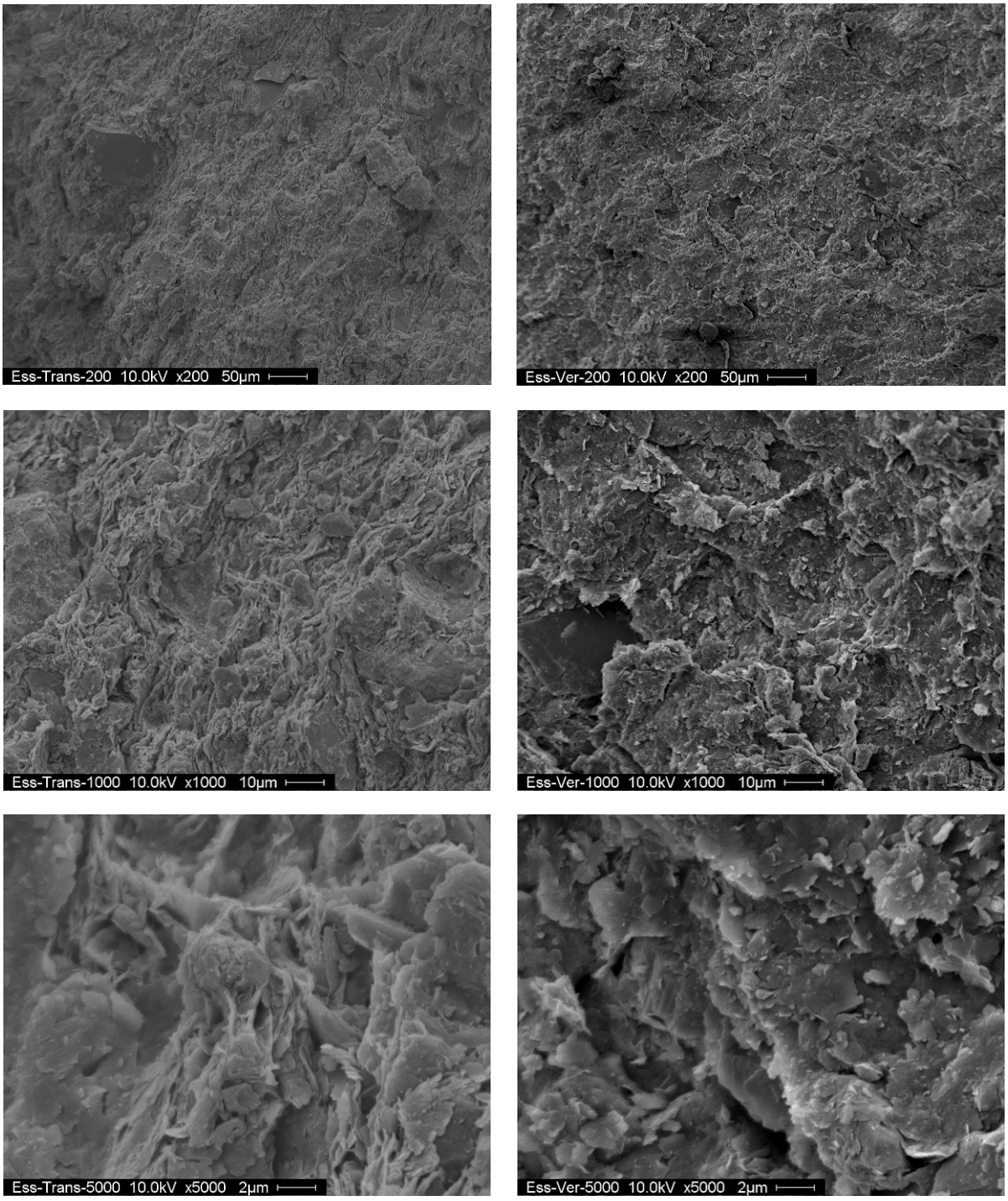


Figure 3-21 : Photos de MEB de l'Argile de Boom intacte BE83 en directions parallèle (gauche) et perpendiculaire (droite) au litage

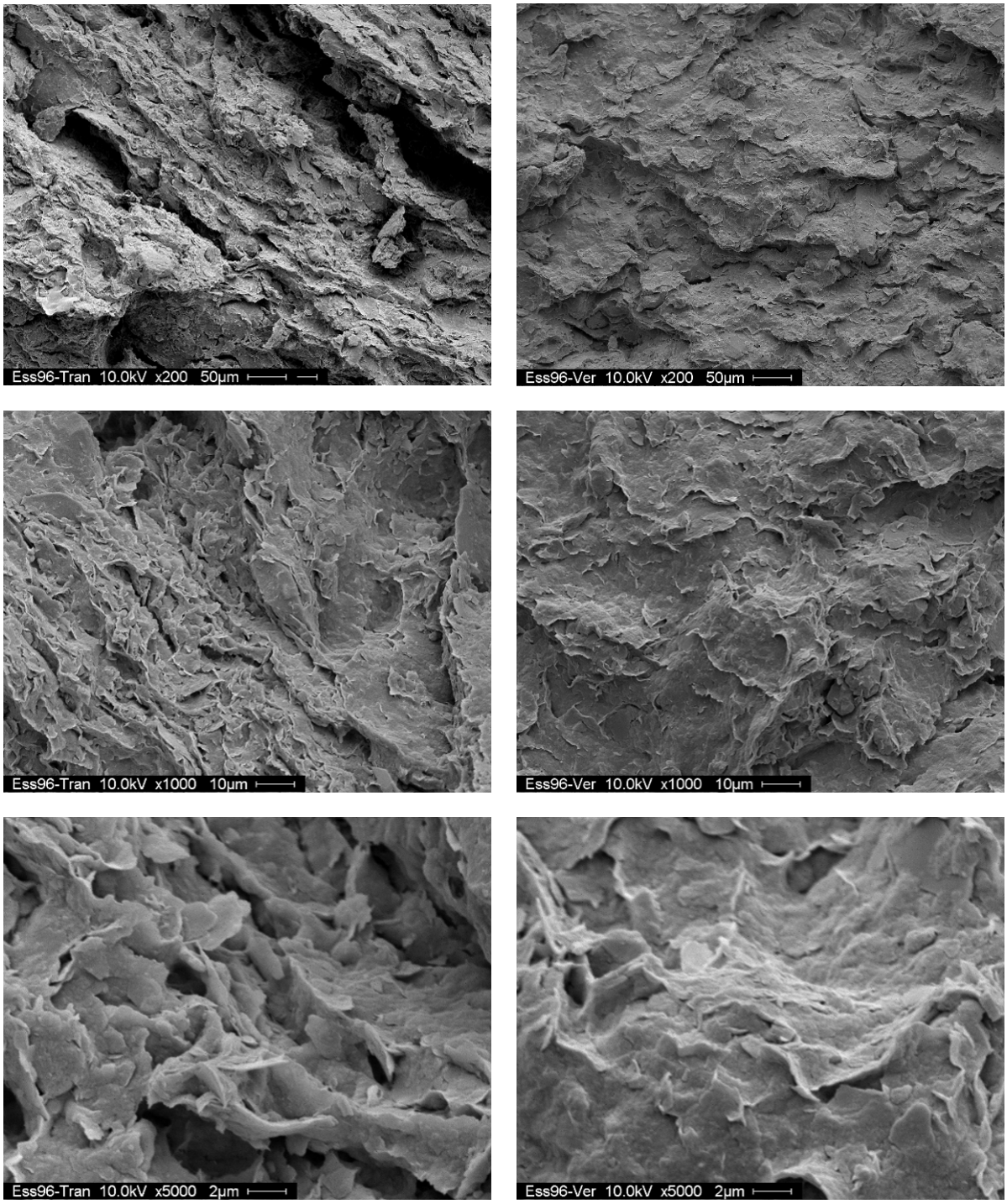


Figure 3-22 : Photos de MEB de l'Argile de Boom intacte BE96 en directions parallèle (gauche) et perpendiculaire (droite) au litage

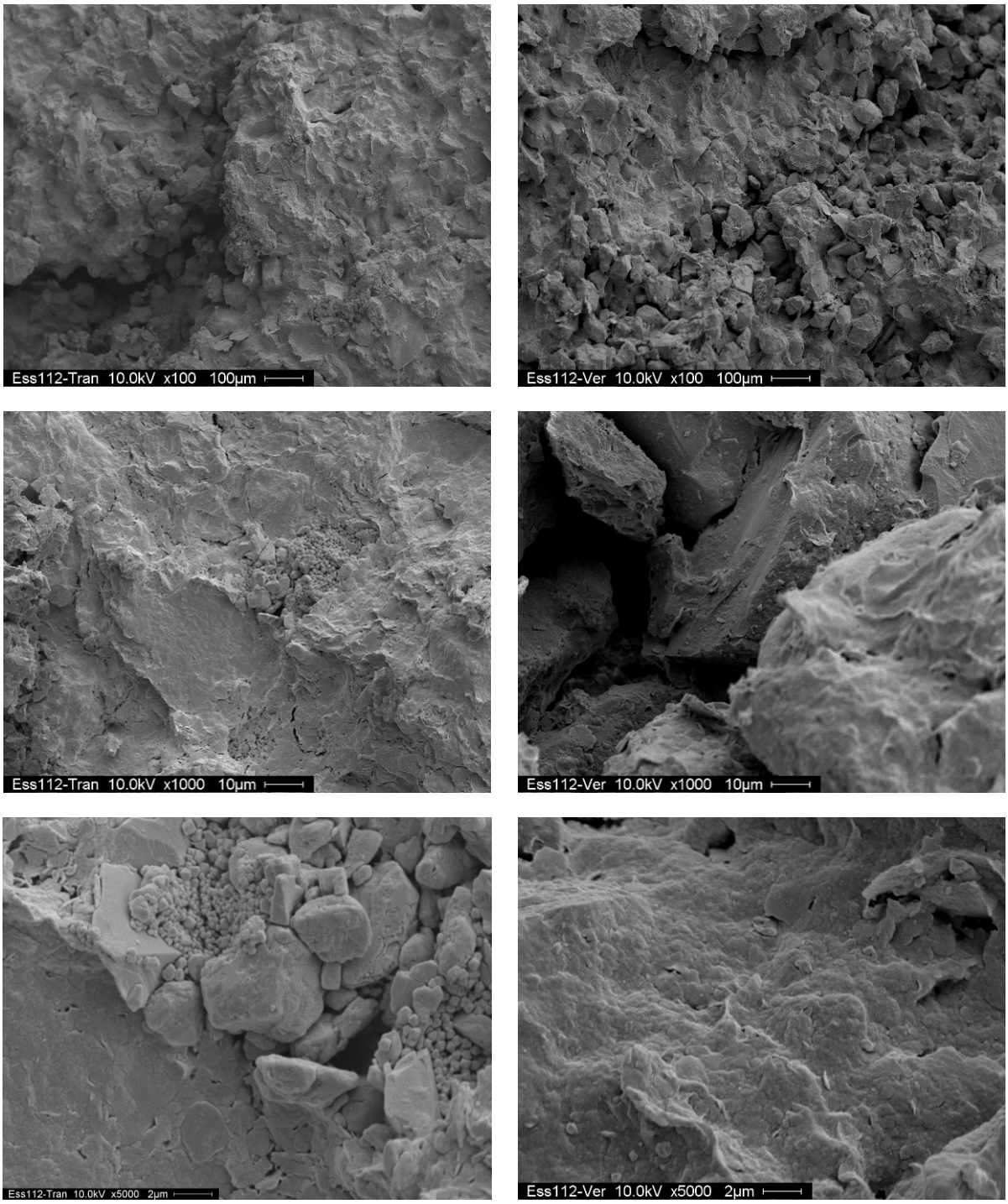


Figure 3-23 : Photos de MEB de l'Argile de Boom intacte BE112 en directions parallèle (gauche) et perpendiculaire (droite) au litage

3.6.1.2. Argiles Yprésiennes

Par rapport à l'Argile de Boom, la phase argileuse des Argiles Yprésiennes aux niveaux des carottes YK73 (Figure 3-26), YK74 (Figure 3-27) (partie inférieure du membre Roubaix) et YK95 (Figure 3-28) (sommet du membre Orchies) est moins agrégée (plus dispersée). Notons que ces sols contiennent des quantités importantes d'argiles et surtout d'argiles gonflantes. Le type de structure de la phase argileuse est plutôt en "château de cartes" (Collins et McGown, 1974 ; Sides et Barden, 1970) qu'en "château de paquets" comme pour l'Argile de Boom. De plus, la taille des grains silteux dans les Argiles Yprésiennes (20−30 µm) est plus grande que celle dans l'Argile de Boom (10 µm). Ces caractéristiques microstructurales des Argiles Yprésiennes mènent à une porosimétrie et une granulométrie bi- ou même poly-modales. La différence entre les modes de distribution granulométrique des Argiles Yprésiennes (Figure 3-12) et de l'Argile de Boom (Figure 3-16) confirme cette interprétation. De plus, l'orientation des particules argileuses suivant la stratification pour les Argiles Yprésiennes à ces profondeurs est moins prononcée que pour l'Argile de Boom à Mol (223 m de profondeur) et à Essen (BE83, 96). Cela correspond à une anisotropie inhérente (*c.f.* paragraphe 1.3.6) moins marquée des Argiles Yprésiennes vis-à-vis de l'Argile de Boom.

Les carottes YK64 (Figure 3-25) (milieu du membre Roubaix) et en particulier YK43 (Figure 3-24) (partie supérieure du membre Roubaix) montrent une dominance des grains de taille silteuse d'une structure du type "agrégat", contrairement à la structure du type "matrice" de (YK73, 74, 95) et BM, (BE83, 96) présentée ci-dessus. Cela confirme la tendance ascendante d'augmentation de la taille de grains des Argiles Yprésiennes pour cette tranche de profondeurs (*c.f.* paragraphe 3.2.1 et Figure 3-11). De plus, la différence entre les photos de MEB en directions verticale et parallèle au litage pour les Argiles Yprésiennes à ces profondeurs n'est par claire, indiquant un faible degré d'anisotropie inhérente.

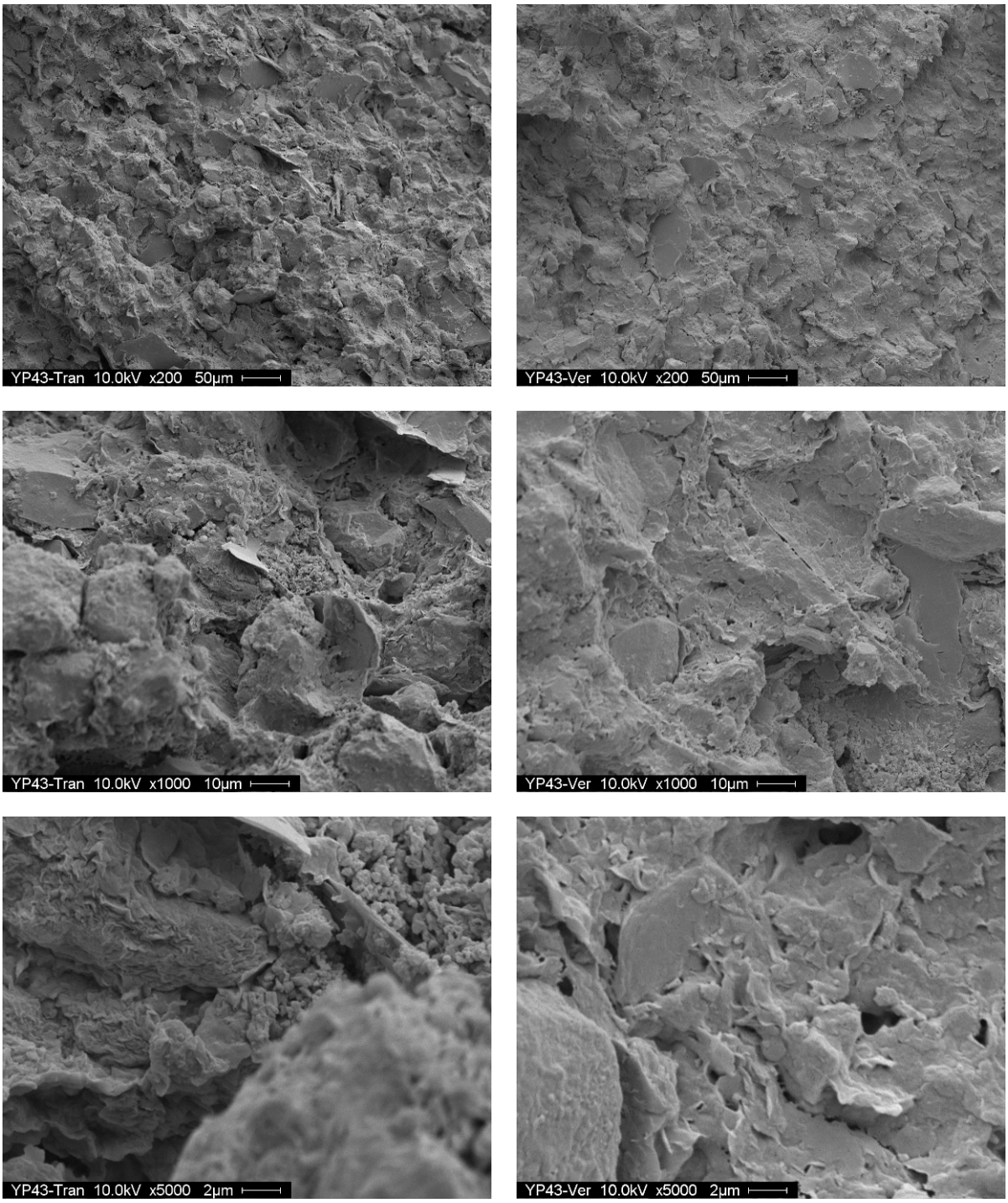


Figure 3-24 : Photos de MEB des Argiles Yprésiennes intactes à Kallo YK43 en directions parallèle (gauche) et perpendiculaire (droite) au litage

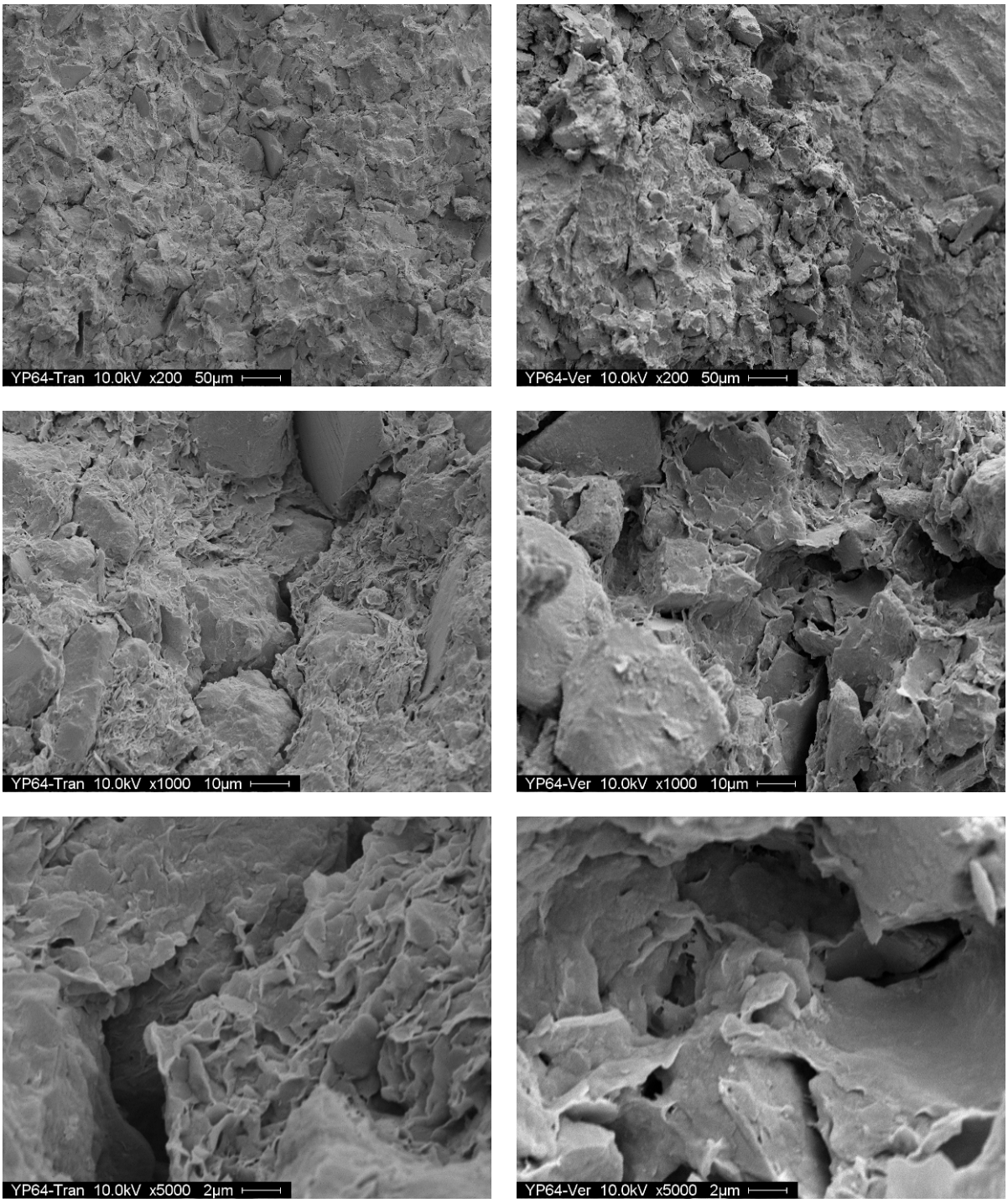


Figure 3-25 : Photos de MEB des Argiles Yprésiennes intactes à Kallo YK64 en directions parallèle (gauche) et perpendiculaire (droite) au litage

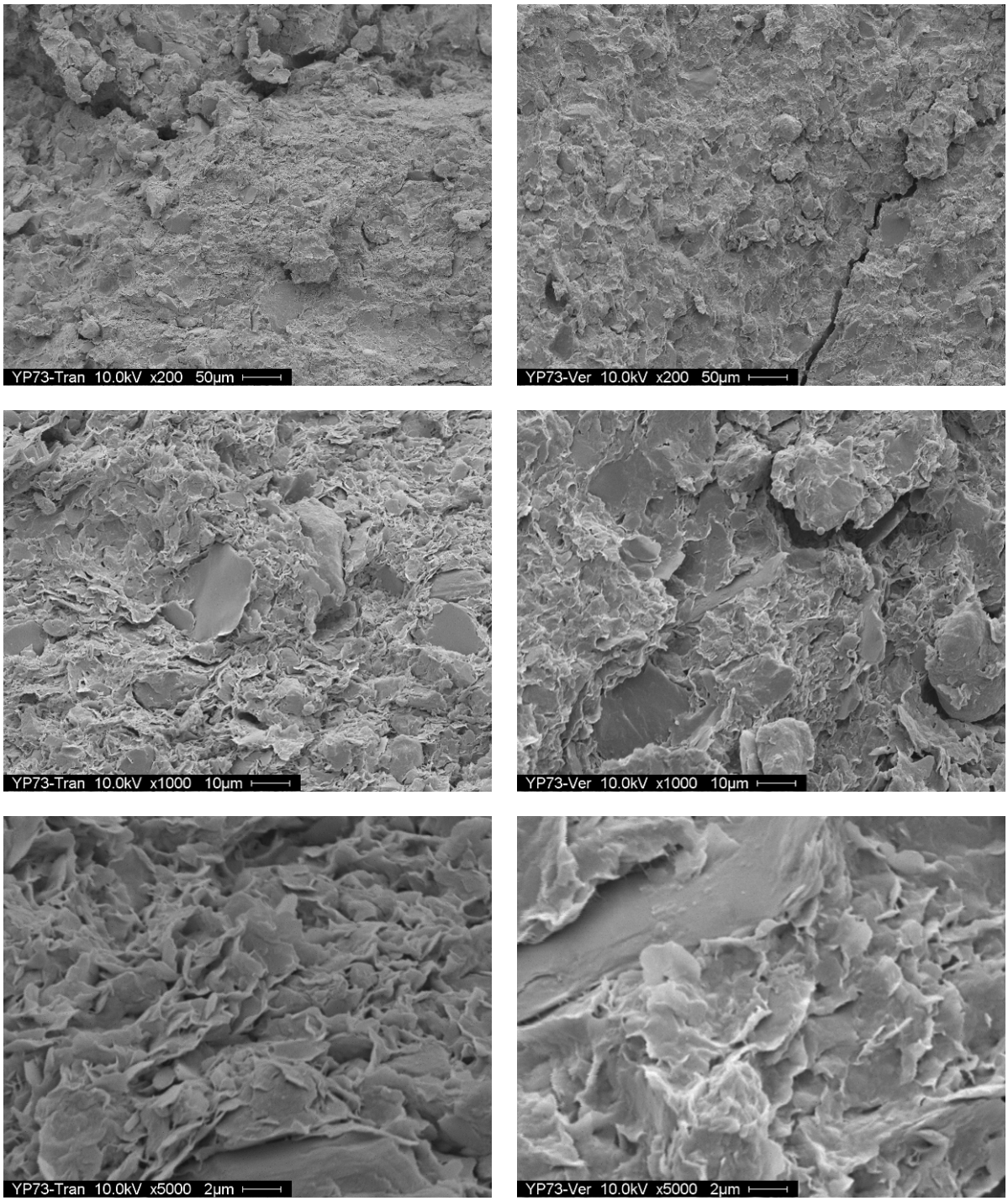


Figure 3-26 : Photos de MEB des Argiles Yprésiennes intactes à Kallo YK73 en directions parallèle (gauche) et perpendiculaire (droite) au litage

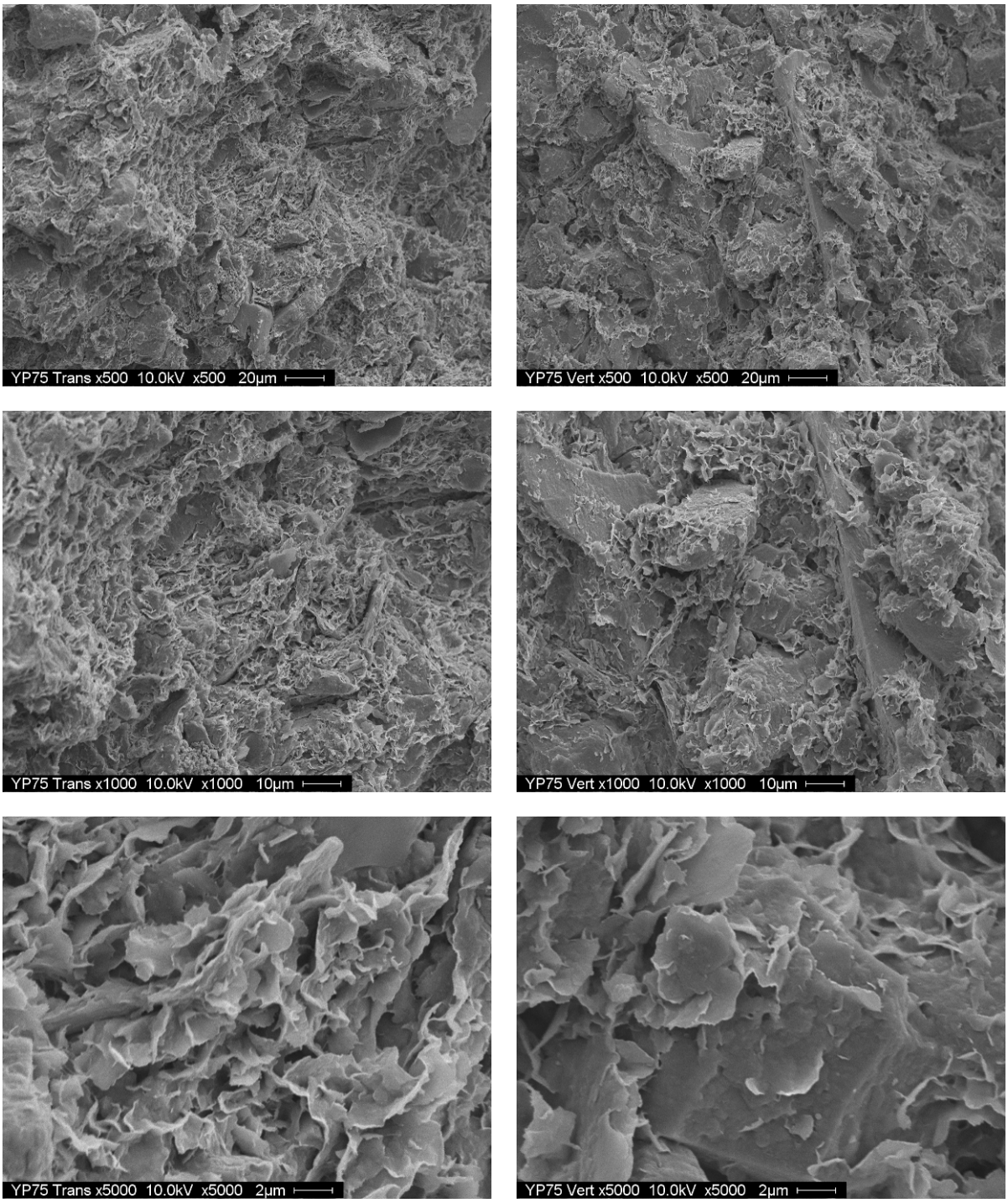


Figure 3-27 : Photos de MEB des Argiles Yprésiennes intactes à Kallo YK74 en directions parallèle (gauche) et perpendiculaire (droite) au litage

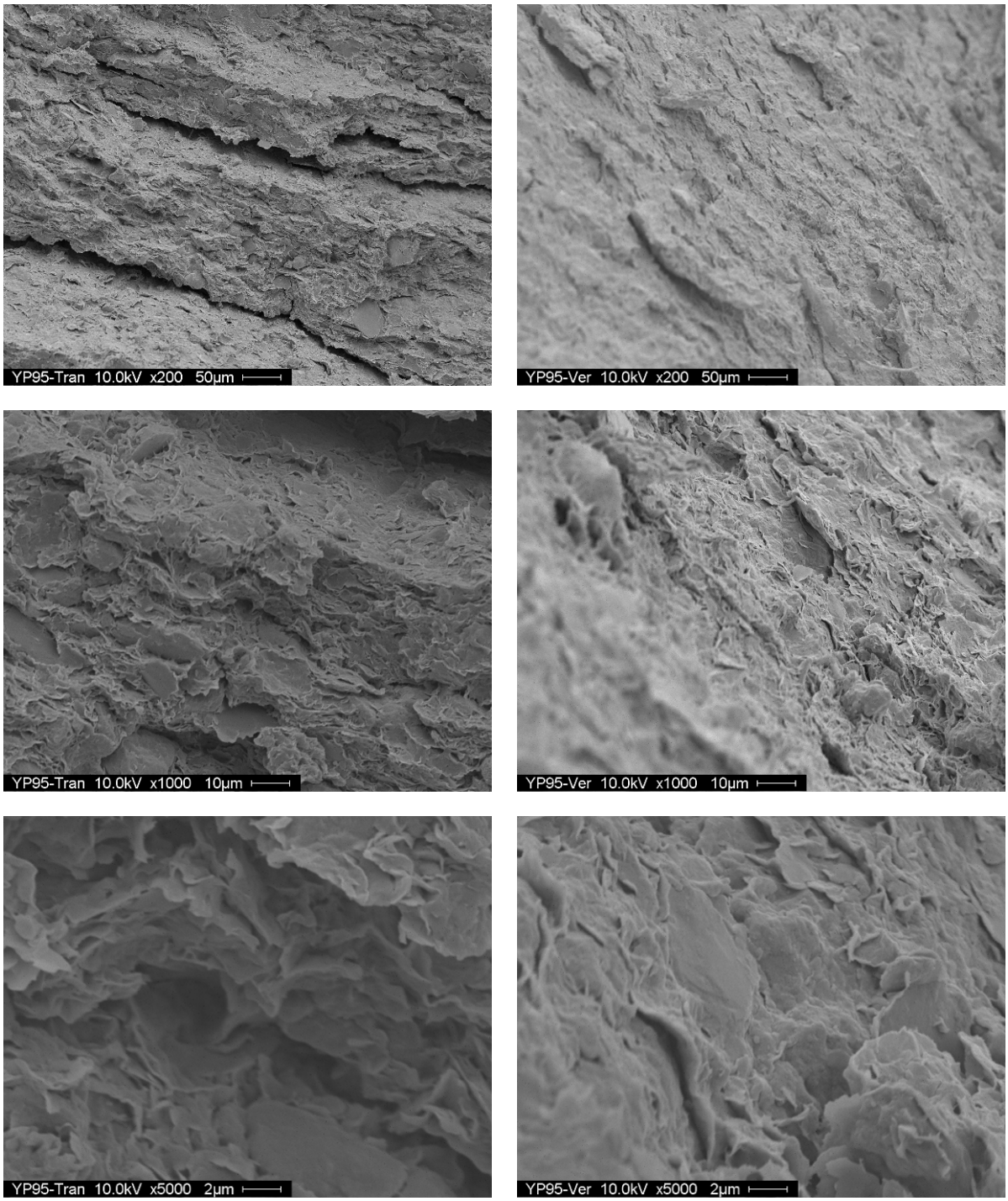


Figure 3-28 : Photos de MEB des Argiles Yprésiennes intactes à Kallo YK95 en directions parallèle (gauche) et perpendiculaire (droite) au litage

3.6.2. Porosimétrie

3.6.2.1. Argile de Boom

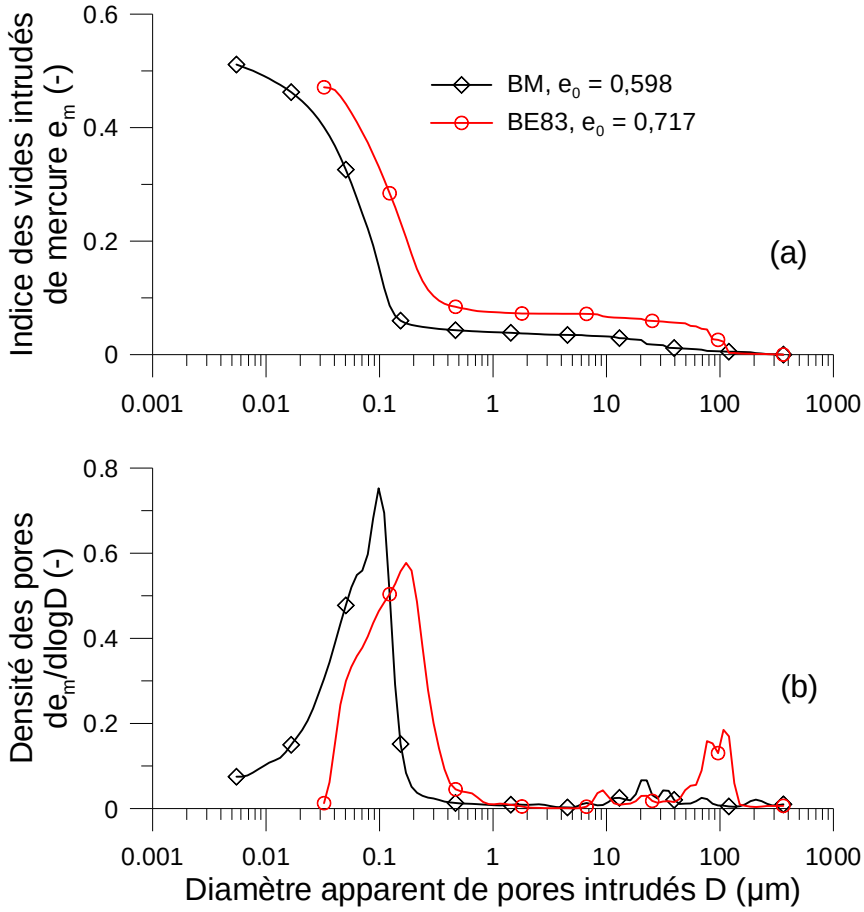


Figure 3-29 : PM de l'Argile de Boom intacte à Mol (BM) et à Essen (BE83)

La Figure 3-29 présente la porosimétrie de l'Argile de Boom intacte à Mol et à Essen (BE83). Les résultats sont exprimés en indice des vides occupés par du mercure e_m ainsi qu'en densité des tailles de pores de_m/dlog$D$ en fonction décroissante du diamètre apparent de pores D. Il faut mentionner que la valeur finale de l'indice des vides occupés par du mercure e_{mf} est toujours inférieure à celle total e_0. En supposant que les macro-pores non-détectables par l'appareil (diamètre D > 400 µm) est nulle, la différence entre ces deux derniers ($e_0 - e_{mf}$) est attribuée au vides non-intrudés par du mercure, on peut observer que BE83 présente plus de micro-pores que BM. Sur la Figure 3-29b, la porosimétrie de l'Argile de Boom est représentée par une distribution mono-modale avec une famille de pores dominante au niveau intra-agrégat (inter-particulaire), une microstructure du type "matrice". Le diamètre apparent

représentatif de cette famille de pores pour BM est de 0,09 µm, légèrement plus petit que celui pour BE83 (0,2 µm), ce qui pourrait être à l'origine d'un indice des vides e_0 plus faible (0,598 contre 0,717). Lima (2011) a aussi obtenu une valeur de 0,09 µm pour le diamètre apparent des pores dominants pour l'Argile de Boom à Mol.

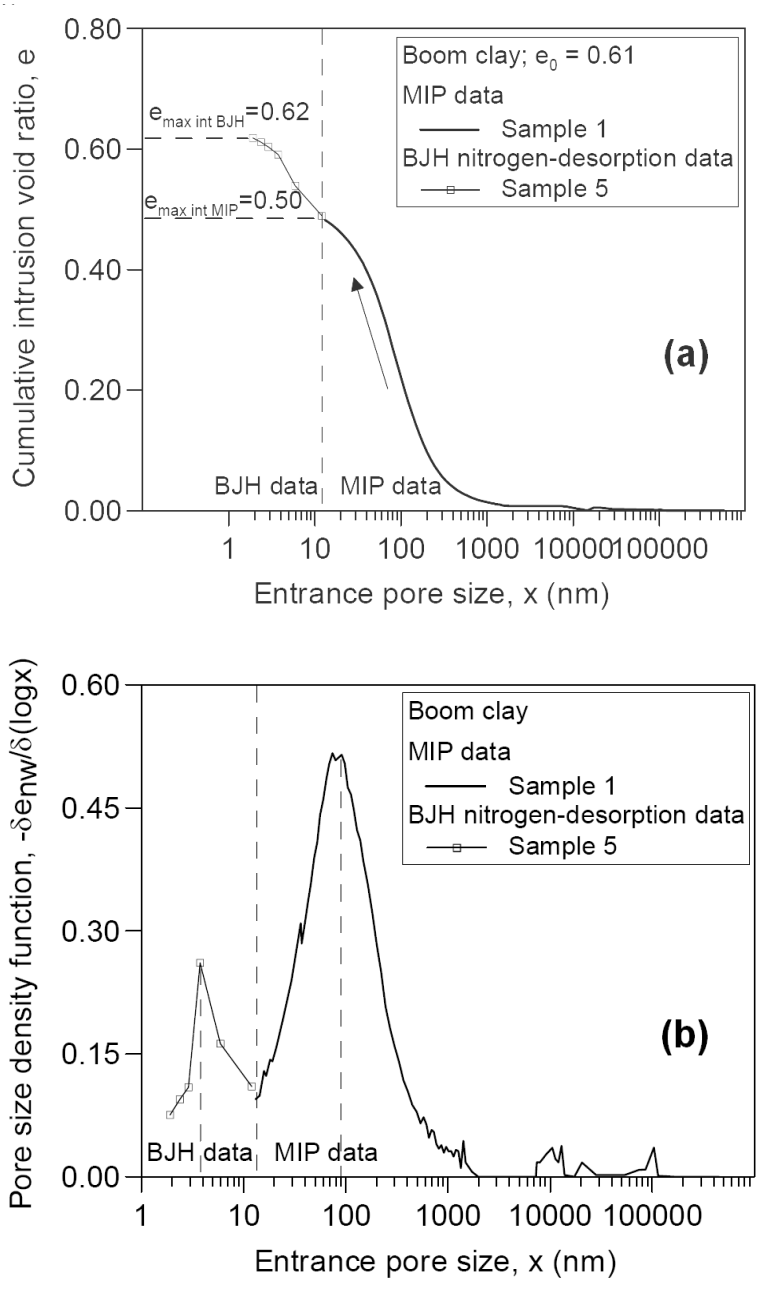


Figure 3-30 : Porosimétrie totale de l'Argile de Boom à Mol au niveau d'URL HADES par porosimétrie à mercure et désorption de l'azote avec la méthode BJH (Lima, 2011)

Sur des échantillons traités par séchage à l'air avant l'essai, une valeur plus petite due au rétrécissement (0,06 µm) pour le même mode de distribution des pores a été rapportée par (Dehandschutter et al., 2004 ; Lima, 2011). Coll (2005), après avoir séché l'échantillon à l'étuve à basse température (40 °C), a obtenue deux familles de pores de diamètres apparents de 2 µm et 0,1 µm, respectivement. La technique de préparation d'échantillon est donc essentielle et la lyophilisation est préférée comme recommandé par Delage et Lefebvre (1984), Gasparre (2005) et Romero (1999).

Avec la méthode BJH (Barrett et al., 1951), Lima (2011) a analysé la sorption et la désorption de l'azote sur l'Argile de Boom à Mol, et elle a ainsi étendu la gamme des tailles de pores jusqu'à 20 Å. La valeur maximale de l'indice des vides occupés par l'azote atteint la valeur de l'indice des vides naturel de l'échantillon, $e_{max\ int\ BJH} = e_0 = 0{,}62$ (Figure 3-30a). De plus, une famille de pores dominante additionnelle intra-particulaire de D = 38 Å a été détectée (Figure 3-30b). Due à l'extension de la gamme des tailles de pores, la surface spécifique atteint une valeur nettement plus élevée S_s = 53 m^2/g par rapport à celle donnée par la méthode de porosimétrie à mercure (14,9 m^2/g). Mais cette valeur reste encore plus faible que la valeur donnée par Horseman et al. (1987) avec la méthode EGME S_s = 177 m^2/g (*c.f.* paragraphe 3.4.2).

3.6.2.2. Argiles Yprésiennes

La porosimétrie à mercure pour les Argiles Yprésiennes est présentée sur la Figure 3-31. Les résultats pour la carotte YK53 qui se trouve au milieu du membre Roubaix (339,92 – 340,72 m de profondeur), obtenus par Lima (2011) et Pina (2011) sont aussi reportés sur cette figure pour comparaison.

Sur la Figure 3-31a, on observe que les valeurs finales de l'indice des vides occupés par du mercure pour les Argiles Yprésiennes, e_{mf} = 0,6 – 0,8, sont plus grandes que celle pour l'Argile de Boom, $e_{mf} \approx 0{,}5$; ceci est compatible avec le fait que les valeurs de l'indice des vides initial e_0 sont plus élevées pour les Argiles Yprésiennes que pour l'Argile de Boom.

Il est intéressant de noter sur la Figure 3-31b que contrairement à l'Argile de Boom et à la plupart d'autres argiles raides et aux argilites en profondeur, les Argiles Yprésiennes montrent une distribution des tailles de pores poly-modale. Les diamètres de pores dominants s'étalent de 0,5 – 1 µm à 0,05 – 0,08 µm, *i.e.* des méso-pores aux micro-pores (Romero, 1999). La contribution de ces familles de pores n'est pourtant pas la même pour différentes

profondeurs. La transition d'une dominance de méso-pores pour la carotte YK43 via un équilibre entre méso- et micro-pores pour la carotte YK53 à une dominance de micro-pores pour les carottes YK73 et YK95 s'accorde avec les photos de MEB (*c.f.* paragraphe 3.6.1.2), la granulométrie (*c.f.* paragraphe 3.3.1) et la minéralogie (*c.f.* paragraphe 3.4.1).

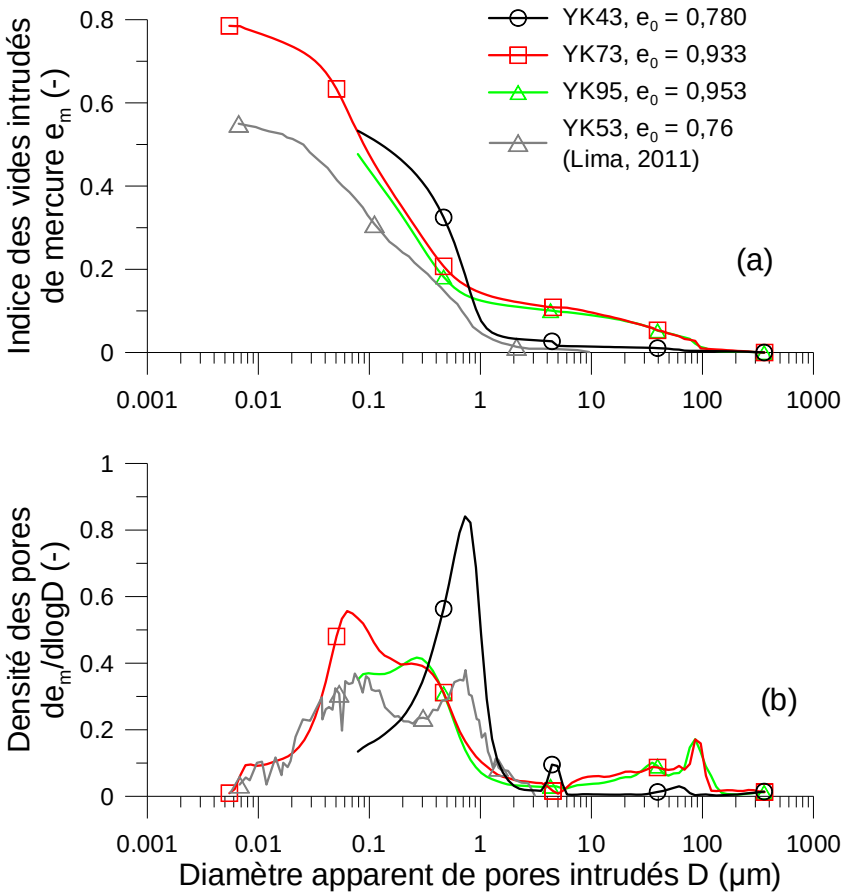


Figure 3-31 : PM d'Argiles Yprésiennes à Kallo intactes

3.7. Caractéristiques géotechniques

3.7.1. État de contraintes *in situ*

La campagne de caractérisation hydrogéologique sur la région de Campine menée par l'ONDRAF montre que les niveaux piézométriques des aquifères sous-jacentes et sus-jacentes des aquitards d'argiles de Boom et yprésienne atteignent quasiment le niveau de la surface terrestre (INISMa, 1998). On peut donc considérer la pression hydrostatique de l'eau interstitielle dans les sols de cette région. Ainsi, dans les formations de Boom et yprésienne,

la distribution de la pression interstitielle peut être approximativement considérée comme hydrostatique à partir de la nappe phréatique. La contrainte *in situ* totale verticale σ_v est supposée lithostatique.

Pour l'Argile de Boom à Mol, la pression de l'eau interstitielle u_{w0} = 2,25 MPa et la contrainte totale verticale σ_{v0} = 4,50 MPa, ce qui définit une contrainte *in situ* effective verticale σ'_{v0} = 2,25 MPa.

Tableau 3-11 : Contraintes *in situ* effective verticale pour les Argiles de Boom et Yprésiennes

Carotte	Profondeur (m)	$\sigma'_{v0} = p'_0$ (MPa)
BE75	218,91 − 219,91	2,20
BE83	226,65 − 227,65	2,27
BE96	239,62 − 240,62	2,40
BE104	247,90 − 248,91	2,48
BE112	255,92 − 256,93	2,56
YK43	330.04 − 330.84	2,92
YK64	350.77 − 351.56	3,10
YK73	360.60 − 361.23	3,20
YK74	361.81 − 362.60	3,20
YK95	381.54 − 382.34	3,38

Pour les carottes d'argile de Boom à Essen à différente profondeurs, les contraintes *in situ* effective verticales σ'_{v0} et moyennes p'_0 selon Deng et al. (2010) sont présentées dans le Tableau 3-11.

Pour les cinq carottes d'Argiles Yprésiennes étudiées dans ce travail, le coefficient de pression des terres au repos K_0 et le poids volumique moyen du sol γ sont supposés égaux à 1 et 1,9 Mg/m^3, respectivement. En se basant sur ces valeurs, les contraintes *in situ* effectives verticales σ'_{v0} et moyennes p'_0 sont estimées et présentées dans le Tableau 3-11.

3.7.2. Paramètres physiques

3.7.2.1. Argile de Boom

Les limites de consistance et certains paramètres physiques de l'Argile de Boom sur différents sites et profondeurs sont récapitulés dans le Tableau 3-11 et le Tableau 3-12 respectivement, où les résultats dans la littérature sont confrontés à ceux obtenus dans la présente étude.

A l'exception de la masse volumique de grains qui fluctue légèrement entre 2,65 – 2,70 Mg/m^3, tous les autres paramètres physiques de l'Argile de Boom varient fortement d'un site à l'autre, d'une profondeur à l'autre, d'une étude à l'autre et voire d'une carotte à l'autre. Ces variations de paramètres macroscopiques résultent certainement de la variabilité en fonction de la stratification pour les paramètres microscopiques granulométrique et minéralogique, mais aussi de la méthode de caractérisation adoptée et la durée de stockage de sols comme remarqué par Le (2008). Une grande attention serait par conséquent requise lors de la comparaison des comportements macroscopiques entre différentes études sur l'Argile de Boom.

En ce qui concerne l'Argile de Boom à Essen étudiée dans le présent travail, on observe sur la profondeur une légère diminution de la porosité n, de l'indice de vides e avec un peu d'augmentation de la masse volumique ρ et de la masse volumique sèche ρ_d. Les indices de consistance sont assez homogènes sauf pour la carotte BE112 qui présente des valeurs un peu plus petites. L'Argile de Boom à Mol étudiée ici (BM) est plus compacte que l'Argile de Boom à Essen avec des valeurs de l'indice de vides e, de la porosité n plus petites et des masses volumiques ρ et ρ_d plus élevées. La teneur en carbonates varie fortement avec la profondeur comme pour l'Argile de Boom sur le site de Mol. Une valeur maximale de 43,6 g/kg est observée sur la carotte BE104, suivie par la valeur sur la carotte BE112 (26,4 g/kg). La valeur chute à moins de 10 g/kg pour les 3 autres carottes. Les valeurs de bleu de méthylène *VBS* de l'Argile de Boom à Essen varient peu, autours de 6,5 g/100g qui correspond à une surface spécifique S_s aux alentours de 140 m^2/g. Ces valeurs pour cette argile à Mol étudiée (profondeur de 223 m) descendent de façon surprenante à 2,67 g/100g et 56 m^2/g. De plus, cette valeur de S_s est nettement inférieure à celle trouvée par Sultan (1997) sur ce sol à la même profondeur avec la même méthode (133 m^2/g), et par Horseman et al. (1987) sur le sol à quelques dizaines de mètres plus profond par la méthode EGME

(177 m^2/g). Il faut noter que la surface spécifique estimée à partir de l'essai du bleu de méthylène est environ 10 fois plus grande que celle donnée par la porosimétrie à mercure (Lima, 2011). On note également que toutes les carottes d'Argile de Boom dans cette étude sont saturées avec un degré de saturation $S_r \approx 100$ % (Tableau 3-12).

3.7.2.2. Argiles Yprésiennes

Les variations de la masse volumique ρ, la teneur en eau massique w_0, la masse volumique des grains ρ_s, la masse volumique sèche ρ_d, la porosité n et l'indice des vides e_0 des Argiles Yprésiennes sur le site de Doel, déterminées par INISMa (1998), sont illustrée sur la Figure 3-32.

La masse volumique des grains ρ_s fluctue sur tout le profil à Doel, entre 2,63 – 2,74 Mg/m^3. La teneur en eau du membre Aalbeke (le plus argileux et aussi le moins profond) est maximale : $w_0 = 32$ %. Cette valeur diminue avec la profondeur jusqu'au milieu du membre Roubaix à $w_0 = 26$ %, puis augmente légèrement jusqu'à la base du membre Roubaix et le sommet du membre Orchies à $w_0 = 30$ % avant de diminuer de nouveau à $w_0 = 16$ % à la base du membre Orchies. Le même mode de variation avec la profondeur peut être observé sur l'indice des vides e_0 et la porosité n. La croissance de w_0 et e_0 avec l'augmentation de la profondeur (et donc la compression) dans la partie inférieure du membre Roubaix est expliquée par l'augmenation de la fraction d'argiles et d'argiles gonflantes (*c.f.* paragraphes 3.2.1 et 3.4.1). Des diminutions plus "continues" avec l'augmentation de la profondeur pourraient être obtenues sur l'indice de liquidité I_L à la place de la teneur en eau w_0 (Skempton, 1970) et sur l'index des vides I_v au lieu de l'indice des vides e (Burland, 1990).

Les propriétés géotechniques des Argiles Yprésiennes sur le site de Kallo, caractérisées dans ce présent travail et citées dans Lima (2011), sont récapitulées dans le Tableau 3-14. Les valeurs de la masse volumique des grains ρ_s des carottes (YK43, 64) sont compatibles avec celle de YK53 trouvée par Lima (2011), et un peu plus faibles que celles de (YK73, 95). La valeur de ρ_s pour YK83 obtenue par Lima (2011), malgré la position de cette carotte au milieu entre (YK73, 95), tombent dans la gamme des valeurs pour (YK43, 53, 64). Toutes ces valeurs pour les Argiles Yprésiennes à Kallo, entre 2,76 et 2,80 Mg/m^3, sont légèrement plus grandes que celles pour les sols à Doel (INISMa, 1998) présentées ci-dessus.

Tableau 3-12 : Limites de consistance et teneur en eau naturelle de l'Argile de Boom

Source	Site / Carotte	Profondeur (m)	Local. (Prélèvnt)	w_L (-)	w_P (-)	I_P (-)	w_0 (%)	Sr (%)
Baldi et al. (1987)	Mol	250	URL (1983)	59 ± 2	32 ± 2	27 ± 2	19 - 21	
Horseman et al. (1987)	Mol	247	ES (1984)	65 - 67	18 - 20	47	23,9 ± 0,8	100
		223	TD (1987)	60,8 - 7,9	11 - 26	40,5 - 55,9	25,2 - 27,5	97 - 102
Baldi et al. (1991)	Mol	241,7	ES (1983)	68,75	22,5	46,25	16	
		243,4	ES (1983)	52	16	36	16,8	84 - 93
Sultan (1997)	Mol	223	URL	69,5	25	44,5		
Belanteur et al. (1997)				59 - 76	22 - 26	37 - 50		95
Bernier et al. (1997) Bernier et al. (2007)	Mol	223	URL			32 - 51		
Romero (1999)	Mol	223	URL	55,7 ± 0,9	28,8 ± 1,0	26,9 ± 1,0		
ONDRAF (2001)	Mol	223	URL	55 - 80	23 - 29	32 - 51		
Volckaert et al. (2005)	Mol			55 - 80	23 - 29	32 - 51	22 - 27	
Coll (2005)	Mol	223	GC (2002)	62,5	27,99	34,51	23,95	
EURIDICE (2007)	Mol	URL	<1m URL				24,3 - 25,9	
			>1,5m URL				24,8	
Le (2008)	Mol	223	GC (2002) CM (2001)				21,2 - 23,1	93 - 99
François et al. (2009)	Mol	223	ATLAS					

Lima (2011)	Mol	223	URL	56	29	27	21 - 25	91 - 100
Dehandschutter et al. (2005) Al-Mukhtar et al. (1996) Schittekat et al. (1983)		Affleurement		70	25	45	25 - 30	
Karl (2005) Piriyakul (2006)	Wavre - Sainte - Catherine	5	DNI	65,38 - 65,95	22,23 - 23,21	42,74 - 43,15	24,00 - 29,42	
		8		54,12 - 57,51	21,02 - 22,89	31,23 - 36,49	23,32 - 28,25	
Mengé (2001) Piriyakul (2006)	Wavre - Sainte - Catherine	4,5 - 4,9	DNI	72,2	25,4	46,8	25,3	101,8
		8,5 - 8,9		65,1	25,3	39,9	26	99,2
		10,5 - 10,9		75,9	26,2	49,7	25,8	100,9
		13,5 - 13,9		71,8	26	45,8	26,1	101
Decleer et al. (1983)	Rupel	Affleurement		30,9 - 63	18,4 - 32,3	9,4 - 6,8		
Bouazza et al. (1996)	Anvers	Affleurement	Tunnel	64	37	27		
Présente étude	BE75	218,91 - 219,91	Forage Essen - 1	78,2	33,1	45,1	29,7	100 ± 3
	BE83	226,65 - 227,65		69,6	32,5	37,1	27,2	100 ± 3
	BE96	239,62 - 240,62		68,9	33,1	35,8	26,5	100 ± 1
	BE104	247,90 - 248,91		67,9	29	38,9	27,7	103 ± 3
	BE112	255,92 - 256,93		62,2	24,5	37,7	27,3	102 ± 7
	BM	223	URL					101 ± 1

Tableau 3-13 : Propriétés géotechniques de l'Argile de Boom

Source	Site / Carotte	Prof. (m)	Local. (Prélèvnt)	G_s (-)	ρ (Mg/m^3)	ρ_d (Mg/m^3)	e_0 (-)	n (%)	S_s (m^2/g)	VBS (g/100g)	$CaCO_3$ (g/kg)
Baldi et al. (1987)	Mol	250	URL (1983)	2,7							0
Horseman et al. (1987)	Mol	247	ES (1984)	2,7	2,05± 0,03	1,66± 0,03	0,646	39	177		
		223	TD (1987)	2,69-2,71	1,97-2,01	1,55-1,59	0,68-0,74	40-43			
Baldi et al. (1991)	Mol	241.7	ES (1983)								
		243.4	ES (1983)	2,7	2,08-2,12	1,79-1,81	0,49-0,51	33-34			
Sultan (1997)	Mol	223	URL						133		
Belanteur et al. (1997)				2,67							
Bernier et al. (1997) Bernier et al. (2007)	Mol	223	URL					36-40			
Romero (1999)	Mol	223	URL	2,65-2,70							
ONDRAF (2001)	Mol	223	URL								10-50
Volckaert et al. (2005)	Mol							39			
Coll (2005)	Mol	223	GC (2002)								
EURIDICE (2007)	Mol	URL	<1m URL >1,5m URL								
Le (2008)	Mol	223	GC (2002) CM (2001)				0,60-0,62				

François et al. (2009)	Mol	223	ATLAS								
Lima (2011)	Mol	223	URL	2,67	1,99-2,05	1,65-1,71	0,56-0,618	35,8-38,2			
Dehandschutter et al. (2005) Al-Mukhtar et al. (1996) Schittekat et al. (1983)		Aff.			1,9			25-38			
Karl (2005) Piriyakul (2006)	Wavre – Sainte – Catherine	5	DNI	2,69-2,71	2,03						
		8		2,70-2,71	2,03-2,04						
Mengé (2001) Piriyakul (2006)	Wavre – Sainte – Catherine	4,5-4,9	DNI		1,97	1,57	0,67	40			
		8,5-8,9			1,93	1,53	0,71	41			
		10,5-10,9			1,95	1,55	0,69	41			
		13,5-13,9			1,94	1,54	0,70	41			
Decleer et al. (1983)	Rupel	Aff.							76 – 184		
Bouazza et al. (1996)	Anvers	Aff.	Tunnel								
Présente étude	BE75	218,91-219,91	Forage Essen-1	2,65	1,95 ± 0,04	1,51	0,79 ± 0,01	44	136	6,47	9,1
	BE83	226,65-227,65		2,64	1,97 ± 0,01	1,55	0,73 ± 0,01	42	140	6,67	7,6
	BE96	239,62-240,62		2,68	1,98 ± 0,04	1,57	0,69 ± 0,06	41	130	6,2	2,4
	BE104	247,90-248,91		2,68	2,01 ± 0,06	1,61	0,66 ± 0,04	40	140	6,67	43,6

	BE112	255,92-256,93		2,67	2,02 ± 0,04	1,62	0,64 ± 0,05	39	143	6,83	26,4
	BM	223	URL		2,04 ± 0,01	1,65	0,62 ± 0,02	38	56	2,67	

Abréviations :

- Prof. : Profondeur
- Local. : Localisation
- Aff. : Affleurement
- Prélèvnt : Date de prélèvement d'échantillons
- ES : Experimental Shaft
- TD : Test Drift
- GC: Galerie de connexion
- CM: Chambre de montage
- ATLAS : ATLAS project
- DNI : De Nayer Institute

Tableau 3-14 : Propriétés géotechniques des Argiles Yprésiennes à Kallo

Carotte	YK43	YK64	YK73	YK74	YK95	YK53(*)		YK83(*)	
Prof. (m)	330,84 − 330,04	351,56 − 350,77	361,23 − 360,60	362,60 − 361,81	382,34 − 381,54	339,72 − 340,72		369,76 − 370,56	
ρ_s (Mg/m^3)	2,776	2,785	2,802		2,802	2,76			
ρ (Mg/m^3)	1,97 ± 0,03	1,97 ± 0,01	1,9 ± 0,01	1,95 ± 0,03	1,91 ± 0,05	1,97 − 2,02			
ρ_d (Mg/m^3)	1,57	1,55	1,43	1,52	1,47	1,55 − 1,60			
e (-)	0,77 ± 0,03	0,79 ± 0,03	0,95 ± 0,06	0,85 ± 0,03	0,90 ± 0,06	0,72 − 0,78			
n (%)	44 ± 1,1	44 ± 1,1	49 ± 1,6	46 ± 0,8	47 ± 1,5	41,9 − 43,8			
w_L	75,07	113,84	136,61		132,22	55	56	142	158
w_P	33,50	33,75	36,08		43,75	28	29	26	25
I_P	41,57	80,09	100,53		88,47	27	27	116	133
w_0 (%)	25,78 ± 0,73	26,74 ± 1,86	33,32 ± 3,93	28,48 ± 0,14	29,78 ± 1,94	26 − 26,6			
S_{r0} (%)	93 ± 3	95 ± 4	97 ± 5	94 ± 3	93 ± 5	94 − 98			
S_s (m^2/g)	83	149	275		267				
VBS (g/100g)	3,95	7,09	13,12		12,72				
$CaCO_3$ (g/kg)	101,6	13,8	8,8		38,2				

(*) : Lima (2011) et Pina (2011)

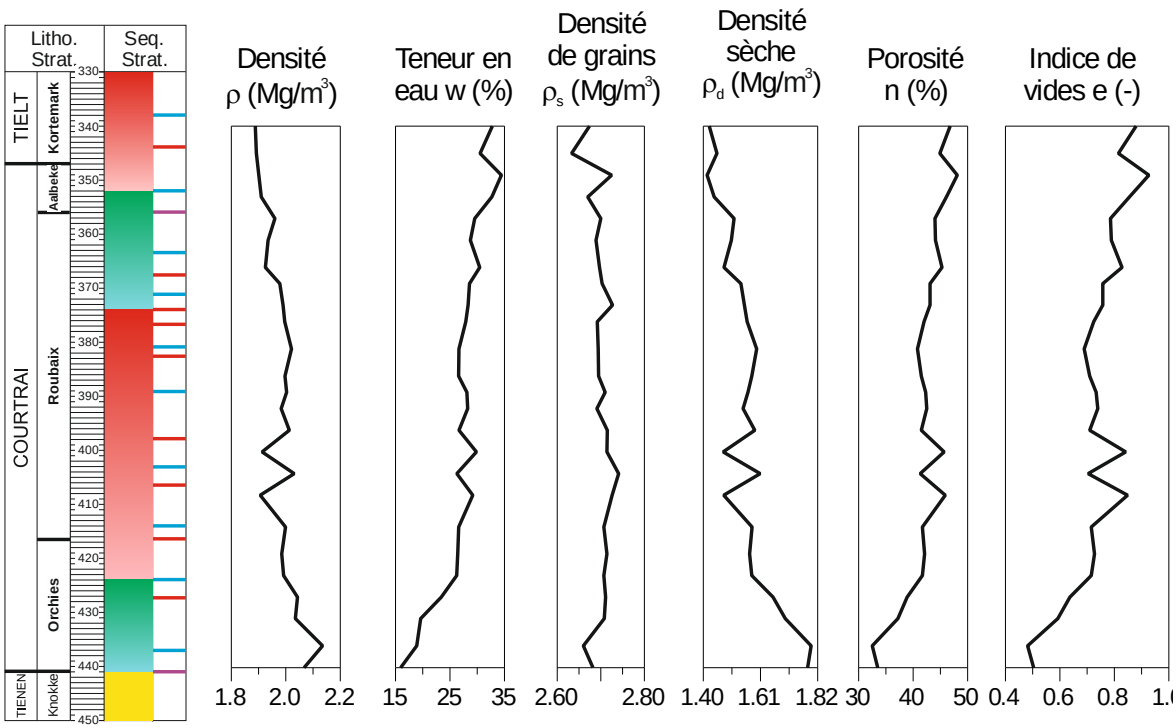


Figure 3-32 : Profils de propriétés physiques des Argiles Yprésiennes à Doel, modifiées selon INISMa (1998)

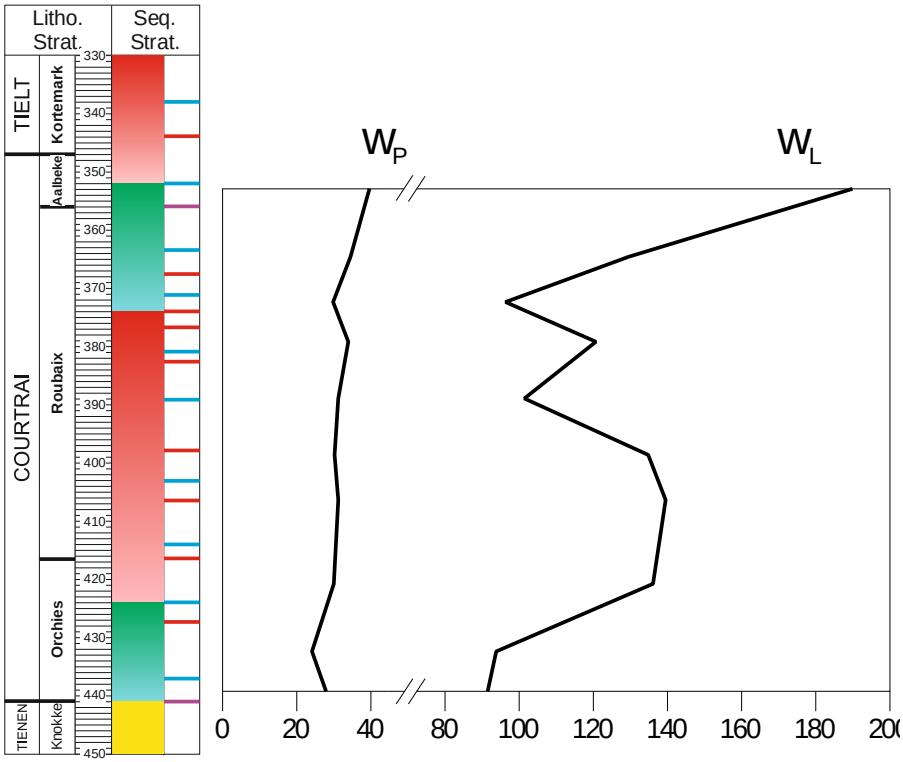


Figure 3-33 : Profils des indices de consistance des Argiles Yprésiennes à Doel (Van Marcke & Laenen, 2005)

Les valeurs des indices de consistance, w_L, w_P, I_P, pour les Argiles Yprésiennes à Kallo reflètent bien les variations minéralogiques (*c.f.* paragraphe 3.4.1) et granulométrique (*c.f.* paragraphe 3.3.1) et sont en concordance avec celles sur le site de Doel décrites dans Van Marcke et Laenen (2005) présentées sur la Figure 3-33. Des valeurs rarement si élevées (Figure 3-34) de la limite de liquidité, w_L = 190, pour un sol naturel sont observées sur le membre argileux belge le plus pur Aalbeke. À la partie inférieure du membre Roubaix et à la partie supérieure du membre Orchies, les valeurs de w_L = 140 – 170 sont légèrement inférieures (présente étude sur (YK73, 95) ; Lima (2011) sur YK83 ; Van Marcke et Laenen (2005) sur ces parties au site de Doel (Figure 3-33). La partie supérieure du membre Roubaix avec la carotte YK43 de ce travail et la carotte YK53 de Lima (2011), présente comme attendu des valeurs w_L nettement plus petites, du même ordre de grandeur que pour l'Argile de Boom, entre 60 – 70. Les valeurs obtenues par Van Marcke et Laenen (2005) pour ces profondeurs des Argiles Yprésiennes à Doel sont un peu plus grande, d'environ 90. Les limites de plasticité w_P sont aussi plus élevées que celles de l'Argile de Boom.

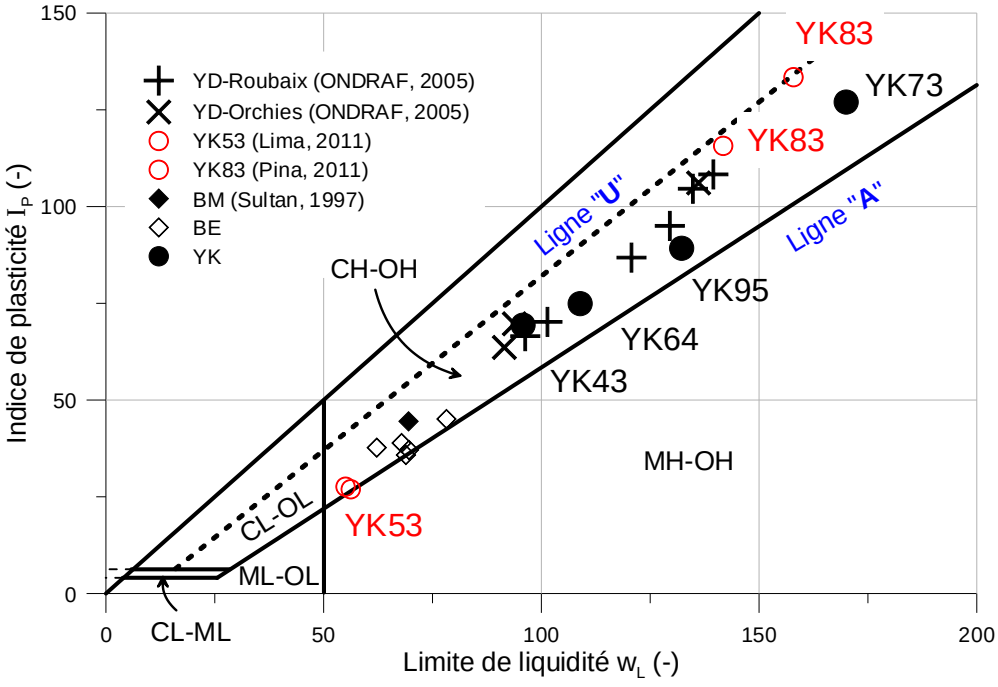


Figure 3-34 : Diagramme de plasticité des Argiles de Boom et Yprésiennes

Au niveau de la porosité, malgré une centaine de mètres d'enfouissement de plus (Tableau 3-11), les Argiles Yprésiennes présentent des valeurs de l'indice des vides *e* nettement supérieures à celles de l'Argile de Boom. La variation de l'indice des vides *e* sur la

profondeur est en bon accord avec les variations des limites d'Atterberg, de la minéralogie et de granulométrie. Il existe pourtant une discordance des indices de vides pour la partie inférieure du membre Roubaix entre le présent travail (YK73, 74, 95) avec $e \approx 0{,}90$ et le travail de Lima (2011) (YK83) avec $e \approx 0{,}75$ – une valeur plutôt pour la partie supérieure de ce membre (YK43, 64, 53).

Les valeurs de la teneur en eau initiale w_0 des Argiles de Boom et Yprésiennes (après le prélèvement, le transport au laboratoire et la conservation) sont du même ordre de grandeur, d'environ 25 – 30 %. Cela correspond à des valeurs du degré de saturation des Argiles Yprésiennes, $S_{r0} \approx 95$ %, légèrement plus faibles que celles de l'Argile de Boom étudiées dans ce travail, $S_{r0} \approx 100$ %.

L'activité de la phase d'argiles gonflantes est exprimée par les valeurs du bleu de méthylène *VBS* et la surface spécifique S_s. Encore en cohérence avec la minéralogie, (YK73, 95) présentent des valeurs de *VBS* ≈ 13 g/100g et de $S_s \approx 270$ m^2/g, double par rapport aux valeurs pour l'Argile de Boom et pour YK64. YK43, comme attendu, présente des valeurs de *VBS* = 4 g/100g et $S_s \approx 80$ m^2/g. En revanche, les carbonates sont plus abondantes dans la carotte YK43 : 100 g/kg, une valeur deux fois plus élévée que la valeur maximale pour l'Argile de Boom. La teneur en carbonates est négligeable dans les carottes (YK64, 73), et une teneur en carbonate un peu surprenante de 40 g/kg est obtenue pour la carotte YK95.

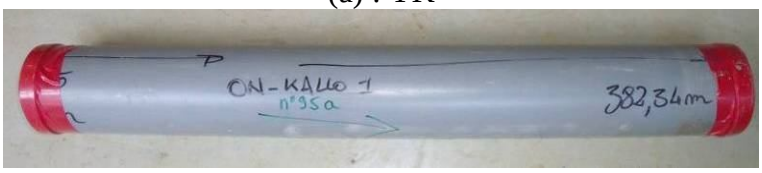
3.8. Etat initial des échantillons étudiés

La Figure 3-35 montre les échantillons d'Argiles de Boom et Yprésiennes étudiés dans ce travail : l'Argile de Boom à Essen (BE) et les Argiles Yprésiennes à Kallo (YK) sont en forme des carottes prélevées verticalement à partir des forages ; l'Argile de Boom à Mol est en carotte (BM1) en direction horizontale au litage et en bloc (BM2).

La Figure 3-36 présente l'état initial d'un échantillon d'Argile de Boom à Essen (BE104) pour un essai triaxial. A l'œil nu, le sol est de couleur gris, ferme, plastique et facile à tailler avec un couteau et/ou un fil tendu. On observe quelques inclusions rigides qui pourraient être des concrétions calcaires. L'état des autres échantillons d'Argile de Boom à Mol et à Essen et d'Argiles Yprésiennes (YK43, 64) est similaire à celui de BE104. En revanche, l'état des échantillons d'essai triaxial de (YK73, 95) présente de fissures visibles (Figure 3-37). Le sol est très fragile et se rompt souvent pendant la préparation des éprouvettes triaxiales. Les éprouvettes œdométriques de (YK73, 95) sont nettement moins

fissurées grâce à une bague œdométrique (de même diamètre intérieur que l'enceinte de la cellule œdométrique) et à leur élancement plus faible (*H*/*D* = 20/50 contre 76/38 pour les éprouvettes triaxiales).

(a) : YK



(b) : BE

(c) : BM1 (d) : BM2

Figure 3-35 : Echantillons d'Argiles de Boom et Yprésiennes

Figure 3-36 : Eprouvette triaxial d'Argile de Boom à Essen

Figure 3-37 : Etat fissuré des échantillons de sol “intact” - YK95

3.9. Conclusions

Les caractéristiques des Argiles de Boom et Yprésiennes sont présentées aux niveaux géologique, granulométrique, minéralogique, géochimique, microstructural et géotechnique.

Les études géologiques montrent que les Argiles de Boom et Yprésiennes sont des sédiments marins tertiaires déposées il y a environ 30 et 50 Ma, respectivement, dans la région de la Campine. La déposition de ces argiles correspondait à des cycles de transgression – régression qui résulte à la cyclicité des caractéristiques minéralogique et granulométrique. Peu d’activités tectoniques importantes ont été enregistrées dans la région de Campine. La diagenèse dans ces argiles est aussi négligeable. Les deux formations n’ont subi que quelques légères érosions si bien qu’elles sont surconsolidées seulement autour des zones d’affleurement.

La granulométrie des Argiles de Boom et Yprésiennes varie avec le site et la profondeur mais aussi avec la méthode d’expérimentation ; ceci rend difficile la comparaison entres différentes études. Malgré cela, on observe la dominance de la fraction argileuse dans ces deux argiles. Les Argiles Yprésiennes au membre Aalbeke, à la partie inférieure du membre Roubaix et la partie supérieure du membre Orchies sont plus fines que dans les parties restantes. La granulométrie de l’Argile de Boom à Mol au niveau d’URL HADES est similaire à celle de l’Argile de Boom à Essen (BE75, 83, 96, 104). A quelques profondeurs

particulières (BE112, YK43), les sols sont plus grossiers. La distribution des tailles de particules est mono-modale pour l'Argile de Boom à Mol mais poly-modale pour les Argiles Yprésiennes à Doel et à Kallo. En général, les Argiles Yprésiennes sont nettement plus fines que l'Argile de Boom.

La minéralogie des Argiles de Boom et Yprésiennes varie avec la profondeur. Les teneurs en argiles et argiles gonflantes des Argiles Yprésiennes sont nettement plus élevées que celles de l'Argile de Boom. En effet, la phase argileuse des Argiles Yprésiennes est dominée par les smectites tandis que celle de l'Argile de Boom est dominée par les argiles peu gonflantes. La teneur en carbonates dans ces deux argiles sont faibles, limité à 50 g/kg, sauf pour YK43 qui monte à 100 g/kg.

L'eau interstitielle dans l'Argile de Boom varie du type $NaHCO_3$ pour le site de Mol au type $NaCl/NaHCO_3$ pour le site d'Essen. A Essen, elle change de $NaCl/NaHCO_3$ en haut à NaCl en bas. La composition de l'eau de pore pour les Argiles Yprésiennes à Kallo est dominée par NaCl. La salinité de l'eau de pore pour l'Argile de Boom à Mol est environ d'un quart de celle à Essen qui est un sixième de celle des Argiles Yprésiennes à Kallo.

Les photos de MEB montrent que la microstructure de l'Argile de Boom à Mol au niveau d'URL HADES et à Essen (BE83, 96) est du type "matrice" avec l'orientation des particules suivant le plan de stratification. Cette orientation pour l'Argile de Boom est plus prononcée que pour les Argiles Yprésiennes. En revanche, la microstructure de BE112 et de (YK43, 64) est du type "agrégat" et ne montre pas clairement l'orientation préférée des particules. La phase argileuse dans les Argiles Yprésiennes est trouvée plus dispersée que celle dans l'Argile de Boom ; ceci bien que les premières soient enfouies à environ 100 m plus profondes que la dernière.

La porosimétrie à mercure met clairement en évidence une différence de distribution des tailles de pores entre les deux sols : mono-modale pour l'Argile de Boom et bi/poly-modale pour les Argiles Yprésiennes. La famille de pores dominantes pour l'Argile de Boom est des micro-pores au niveau inter-particulaire (intra-agrégat) de diamètre apparent D = 0,09 µm. Les familles de pores dominantes pour les Argiles Yprésiennes à Kallo sont des méso- et micro-pores de diamètres apparents de 0,5 – 1 µm et 0,05 – 0,08 µm, respectivement. La contribution de ces familles de pores dominantes change avec la profondeur.

Conformément à la minéralogie, les Argiles Yprésiennes (YK73, 95) présentent des valeurs de l'indice de consistance très élevées. Ces valeurs à la profondeur de (YK43, 64) sont plus faibles, mais restent encore plus élevées que celles de l'Argile de Boom. Les indices des vides initiaux des Argiles Yprésiennes sont nettement supérieures à ceux de l'Argile de Boom ; ceci malgré leurs profondeurs d'environ 100 m plus grandes. Les teneurs en eau initiales des deux argiles sont comparables. Dans cette études, les échantillons d'Argile de Boom est saturée tandis le degré de saturation des échantillons d'Argiles Yprésiennes est de l'ordre de 95 %.

Chapitre 4.

Compressibilité – Gonflement & Perméabilité

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, sera étudié le comportement des Argiles de Boom et Yprésiennes aux états reconstitué et intact sous des cycles de chargements et déchargement en condition K_0 et isotrope. Les résultats seront interprétés en considérant leurs caractéristiques géologique, minéralogique, granulométrique et microstructurale. L'effet de la microstructure des argiles naturelles sera mis évidence en confrontant le comportement des sols à l'état reconstitué à celui à l'état intact.

Les résultats de différentes étapes (la remise des sols à l'état de contrainte *in situ*, la saturation des conduits, les cycles de déchargement – rechargement) des essais œdométriques à basse et à haute pressions seront analysés et discutés. Une loi de comportement sera proposée afin de décrire le comportement identifié. La perméabilité déduite de l'analyse inverse de courbes de consolidation sera comparée avec les mesures directes au laboratoire et sur place. Finalement, l'effet de la microstructure des argiles naturelles sera mis en évidence en comparant leur compressibilité avec celle des argiles reconstituées et en analysant les résultats porosimétriques et les photos au MEB.

4.2. Propriétés des argiles reconstituées

Deux essais œdométriques sur des Argiles Yprésiennes reconstituées YK64O0 et YK95O0 ont été réalisés. Les caractéristiques des sols à l'état reconstitué sont considérées par Burland (1990) comme "intrinsèques" puisqu'elles ne dépendent que de la nature (la minéralogie et la granulométrie) du sol. Les symboles pour les caractéristiques d'un sol à

l'état reconstitué ou intrinsèque sont dotés d'une étoile pour être distingués avec ceux pour l'état intact (*c.f.* paragraphe 1.3.3.1).

Les courbes de compression sont montrées sur la Figure 4-1. On observe que les courbes de compression vierge ne sont pas des droites mais en forme concave. La pente C_c^* diminue avec l'augmentation de la contrainte verticale σ_v comme généralement rapportée dans la littérature pour les argiles molles.

La courbe de compression de l'Argile de Boom reconstituée, tirée du travail de Bouazza et al. (1996) sur ce sol prélevé à son affleurement à Anvers (BA), est aussi montrée sur la Figure 4-1. Cette argile présente des limites d'Atterberg équivalentes à celles de BM et de (BE75, 83, 96, 104) (*c.f.* Tableau 3.12).

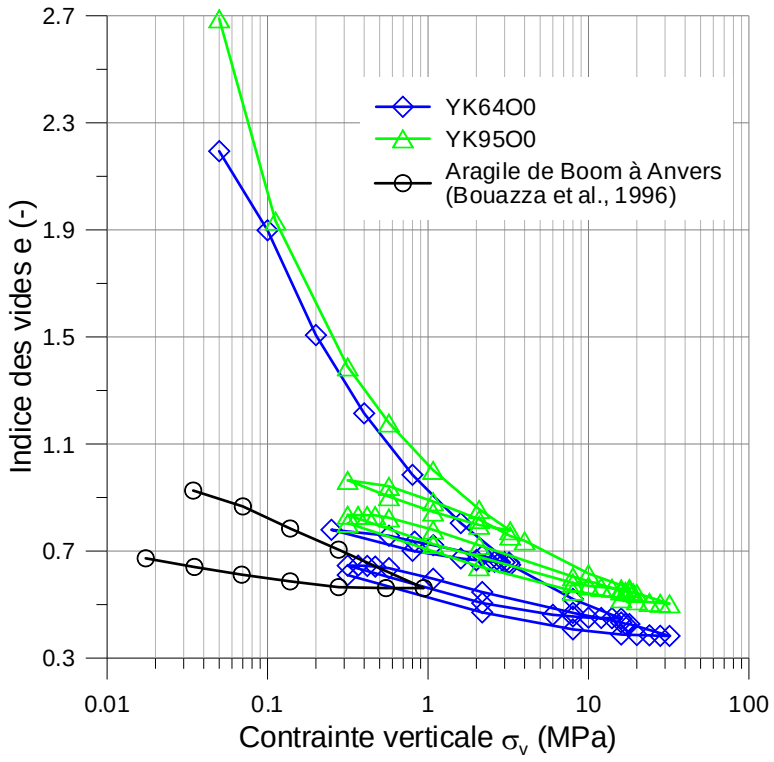


Figure 4-1 : Courbes de compression intrinsèques de (YK64, 95) et de l'Argile de Boom à Anvers (Bouazza et al., 1996)

Des paramètres intrinsèques e_{100}^*, e_{1000}^* et $C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^*$ (*c.f.* paragraphe 1.3.3) des Argiles de Boom et Yprésiennes dans ces trois essais sont récapitulés dans le Tableau 4-1. On observe une distinction claire au niveau de l'indice des vides e^* entres les Argiles Yprésiennes et l'Argile de Boom : les valeurs de e_{100}^* des premières sont environ 2,5 fois plus

élevés que celle du dernier. Cela met la courbe de compression intrinsèque de BA largement en dessous de celles de (YK64, 95) (Figure 4-1). En termes de l'indice de compression C_c^*, déterminé entre les paliers de contrainte σ_v = 100 et 1000 kPa comme a suggéré Burland (1990), les valeurs de (YK64, 95) sont environ 4 fois plus grandes que celle de BA. Ces différences sont totalement en accord avec leurs minéralogies correspondantes (*c.f.* chapitre 3).

Tableau 4-1 : Paramètres intrinsèques des Argiles de Boom et Yprésiennes

	YK64O0	YK95O0	BA (Bouazza et al., 1996)
e_{100}^* (-)	1,90	2,04	0,82
e_{1000}^* (-)	0,93	1,02	0,55
C_c^* (-)	0,97	1,02	0,27

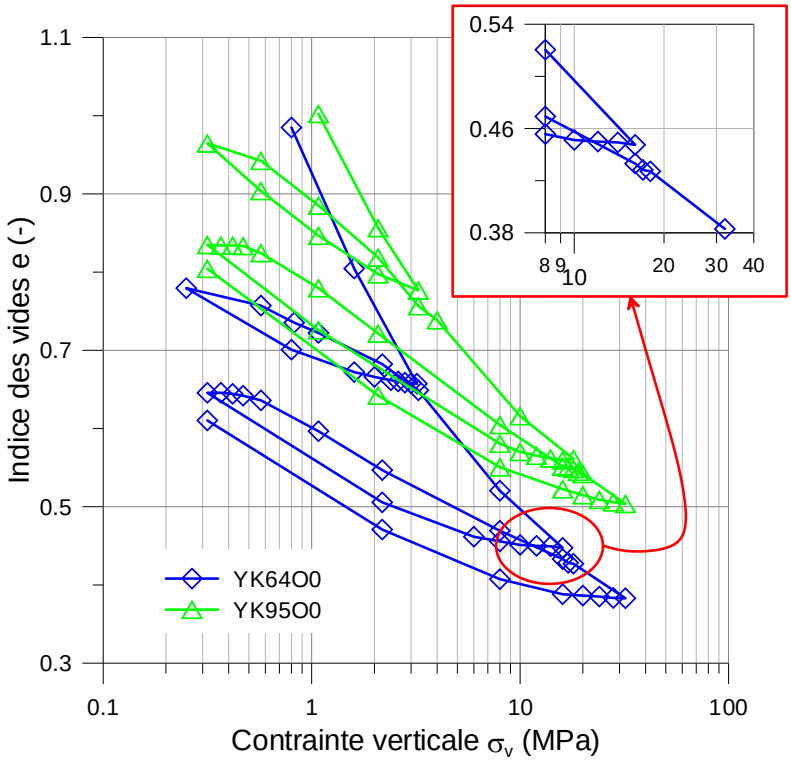


Figure 4-2 : Boucles d'hystérésis de YK64 et YK95 reconstituées

De plus, les courbes de compression intrinsèques de (YK64, 95) présentent des boucles d'hystérésis de déchargement – rechargement (Figure 4-2). Ce phénomène sera analysé plus en détail dans des paragraphes qui suivent. Ces boucles entraînent les limites élastiques d'être légèrement supérieures à la contrainte de pré-consolidation : $\sigma_y > \sigma_c$, comme illustrées dans le diagramme encadré sur la Figure 4-2.

Dans le plan de l'index des vides et de la contrainte verticale I_v – $\log\sigma_v$ (*c.f.* paragraphe 1.4.2), les courbes ICL expérimentales des Argiles Yprésiennes ne coïncident pas avec celle empirique, en particulier dans la gamme de σ_v = 0,1 – 10 MPa (Figure 4-3). Notons que les parties de déchargement – rechargement ont été enlevées pour clarté. Sous la gamme de contrainte de σ_v = 0,1 – 10 MPa, les deux courbes expérimentales se trouvent légèrement en dessous de celle empirique. Cette discordance pourrait être attribuée (i) à la durée des paliers qui est plus longues que celle généralement appliquée pour les argiles molles (24 heurs/palier en général), donnant lieu à des déformations secondaires plus importantes ; et (ii) aux boucles de déchargement – rechargement. En revanche, la courbe ICL expérimentale de BA coïncide plus ou moins avec celle empirique.

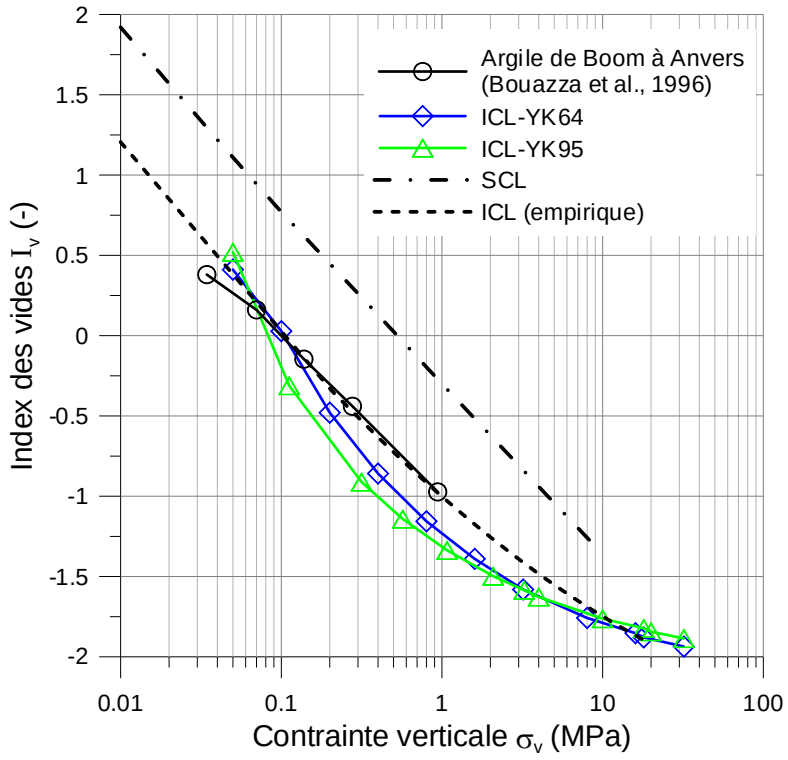


Figure 4-3 : Courbes ICL expérimentales des Argiles Yprésiennes comparées à celle empirique

4.3. Propriétés des argiles intactes

4.3.1. Comportement à l'œdomètre

Les évolutions de la variation de la hauteur de l'éprouvette ΔH et de la contrainte verticale σ_v en fonction du temps t des essais œdométriques à haute (BE75O1) et à basse (BE75O2) pression sur l'Argile de Boom à Essen intacte sont présentées respectivement sur la Figure 4-4 et la Figure 4-5. Les courbes de compression œdométriques correspondantes sont montrées sur la Figure 4-6. Les courbes $\Delta H - t$, $\sigma_v - t$ et $e - \log\sigma_v$ des autres carottes d'Argiles de Boom et Yprésiennes sont présentées en Annexe I.

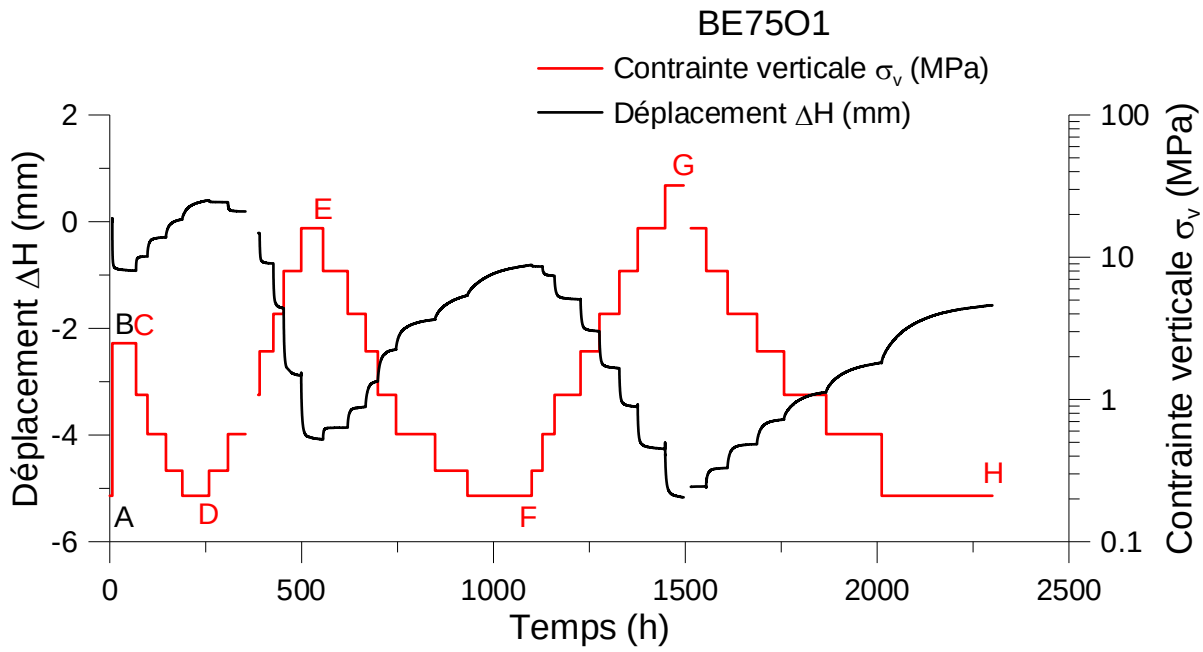


Figure 4-4 : Variations de contrainte verticale et déplacement dans l'essai BE75O1

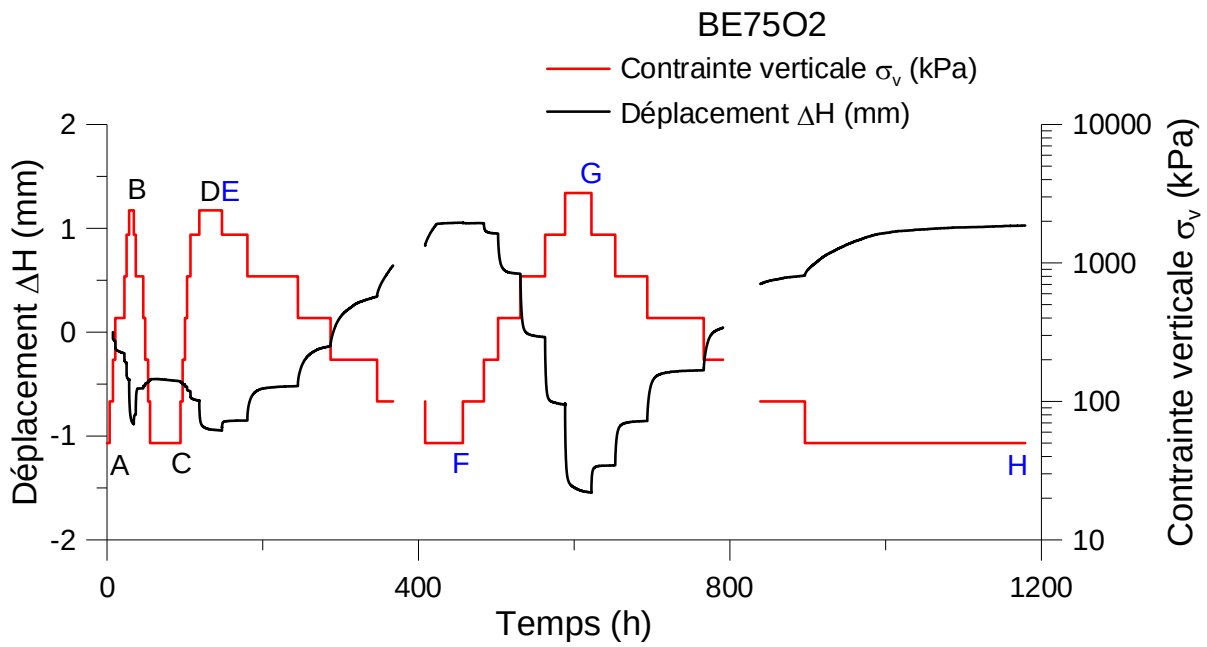


Figure 4-5 : Variations de contrainte verticale et déplacement dans l'essai BE75O2

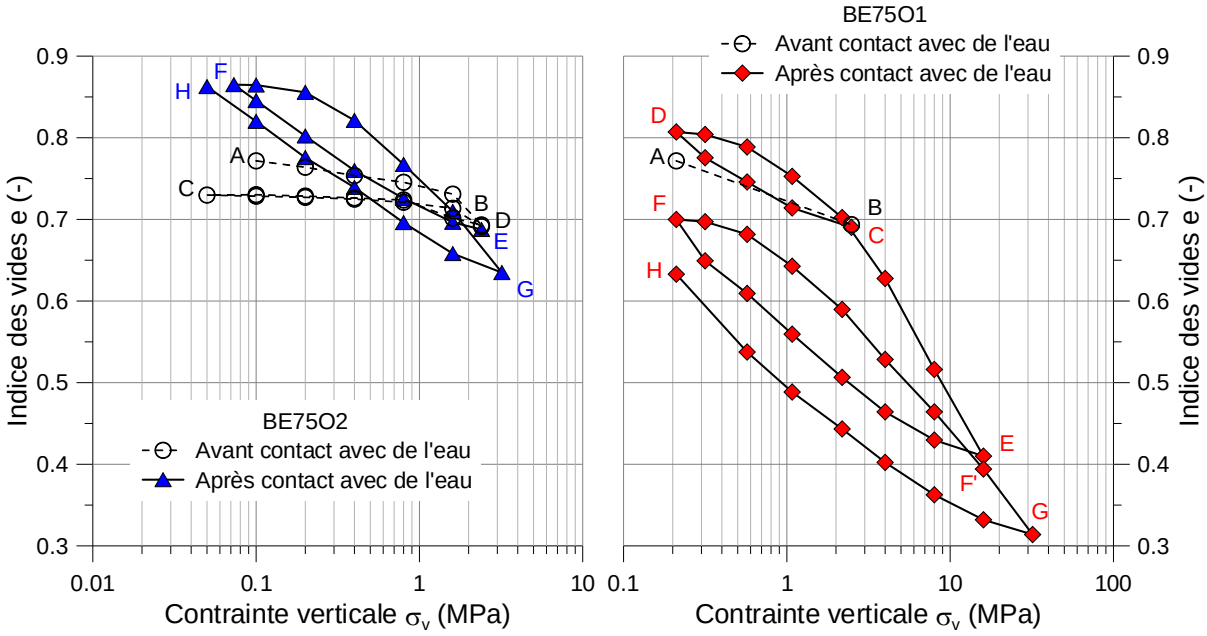


Figure 4-6 : Courbes de compression œdométrique des essais BE75O1 et BE75O2

4.3.1.1. Remise des sols à l'état de contrainte *in situ*

4.3.1.1.1. Argile de Boom

A l'état initial, les éprouvettes d'Argile de Boom à Mol (BM) et à Essen (BE) sont plus ou moins saturées avec S_{r0} = 99 – 100 % (Tableaux 2-5, 2-6). Le chargement initial sans contact avec de l'eau jusqu'à la contrainte *in situ* effective verticale $\sigma_v = \sigma'_{v0} \approx 2{,}4$ MPa (A-B sur les Figures 4-4, 4-5 et 4-6) entraînent de faibles compression, sauf pour BE112O2 (Figure 4-8) qui sera analysée après.

On observe que pendant le chargement initial de l'essai BE75O2 (Figure 4-6), les pentes de compression c'_c correspondant à de faibles contraintes verticales $\sigma_v < 1{,}6$ MPa sont presque constantes et nettement plus faibles que celle sous $\sigma_v > 1{,}6$ MPa. Des situations similaires sont aussi observées dans les essais BE(83, 96, 104)O2.

Dans les essais œdométriques à basse pression sur BM et BE, une boucle de déchargement – rechargement entre σ_v = 2,4 – 0,05 – 2,4 MPa (B-C et C-D sur la Figure 4-5 et la Figure 4-6) a été appliquée avant la phase de saturation des conduits. Cette boucle présente des déformations plus faibles que celle du chargement initial et pratiquement réversibles, à l'exception de BE112O2 (Figure 4-8) qui montre une hystérésis importante. La boucle (B-C-D) dans les essais BE(75, 83, 96, 104)O2 montre aussi que sous faibles contraintes verticale $\sigma_v < 1{,}6$ MPa, c'_c et c'_s sont presque constantes et nettement plus faibles que celles sous $\sigma_v > 1{,}6$ MPa, ce qui est similaire au chargement initial (A-B).

L'Argile de Boom à Mol dans l'essai œdométrique à basse pression BM1O2 (Figure 4-7) ne montre pas de changements marqués des pentes de compression c'_c au chargement (A-B) et rechargement (C-D), ni pour les pentes de gonflement c'_s au déchargement (B-C). En effet, les courbes de chargement – déchargement – rechargement initiales peuvent être considérées comme des droites avec des pentes c'_{cAB} = 0,03 ; $c'_{sBC} = c'_{cCD}$ = 0,01. Dans l'essai œdométrique à haute pression BM1O1 (Figure 4-7), l'éprouvette a été chargée jusqu'à σ_v = 3,4 MPa, au-delà de la contrainte *in situ* effective verticale σ'_{v0} = 2,4 MPa, et re-saturée après sous cette contrainte. La pente de compression (seulement pour le palier de σ_v = 0,21 à 3,4 MPa) c'_{cAB} = 0,02 est entre c'_{cAB} = 0,03 et $c'_{sBC} = c'_{cCD}$ = 0,01 de l'essai BM1O2.

Les déformations volumiques des éprouvettes (BM1O1, 2) juste avant la saturation des conduits sont respectivement de ε_{vD} = 3,0 % et ε_{vB} = 1,3 %. Ces déformations pour l'Argile de Boom à Essen (BE75, 83, 96, 104) sont plus importantes, variant de 3,5 à 5,0 %.

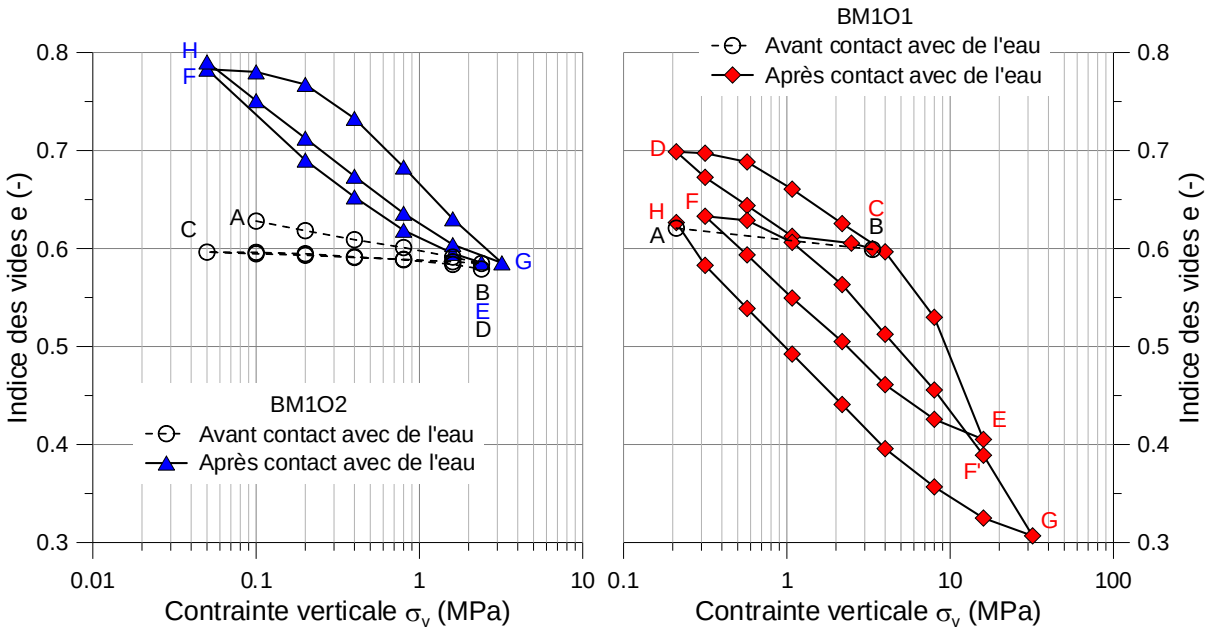


Figure 4-7 : Courbes de compression œdométrique des essais BM1O1 et BM1O2

Les résultats de l''essai BE112O2 (Figure 4-8) montre une cinétique de déformation très différente par rapport aux précédents, à savoir que (i) une compression importante du chargement initiale (A-B) sans contact avec de l'eau avec ε_v = 12,2 % (*e* varie de 0,69 à 0,49) ; (ii) un changement de pente de compression c'_c sous une contrainte verticale plus faible σ_v < 0,3 MPa (1,6 MPa pour BE75O2). Quand σ_v > 0,3 MPa, la pente c'_c devient plus importante ; (iii) lors du déchargement (B-C), la pente c'_s est plus faible sous σ_v > 1 MPa et devient plus élevée à σ_v < 1 MPa. Cette évolution de c'_s pour BE112O2 est totalement inversée par rapport à celle de BE(75, 83, 96, 104)O2 ; et (iv) lors du rechargement (C-D) toujours sans contact avec de l'eau, l'évolution de c'_c est similaire à celle dans les essais BE(75, 83, 96, 104)O2. Pourtant, le changement de pente a lieu à une contrainte verticale plus faible : les valeurs de c'_c sont plus petites quand σ_v < 0,2 MPa et plus grandes quand σ_v > 0,2 MPa. Par rapport à BE112O2, l'essai œdométrique à haute pression BE112O1 (Figure 4-8) présente une déformation nettement plus faible à la fin du chargement initial (A-B) sans contact avec de l'eau : ε_v = 4,9 %, bien que les deux éprouvettes soient soumises à une même

contrainte verticale au point B $\sigma_v = \sigma'_{v0} \approx 2{,}4$ MPa et aient des indices des vides initiaux e_0 comparables.

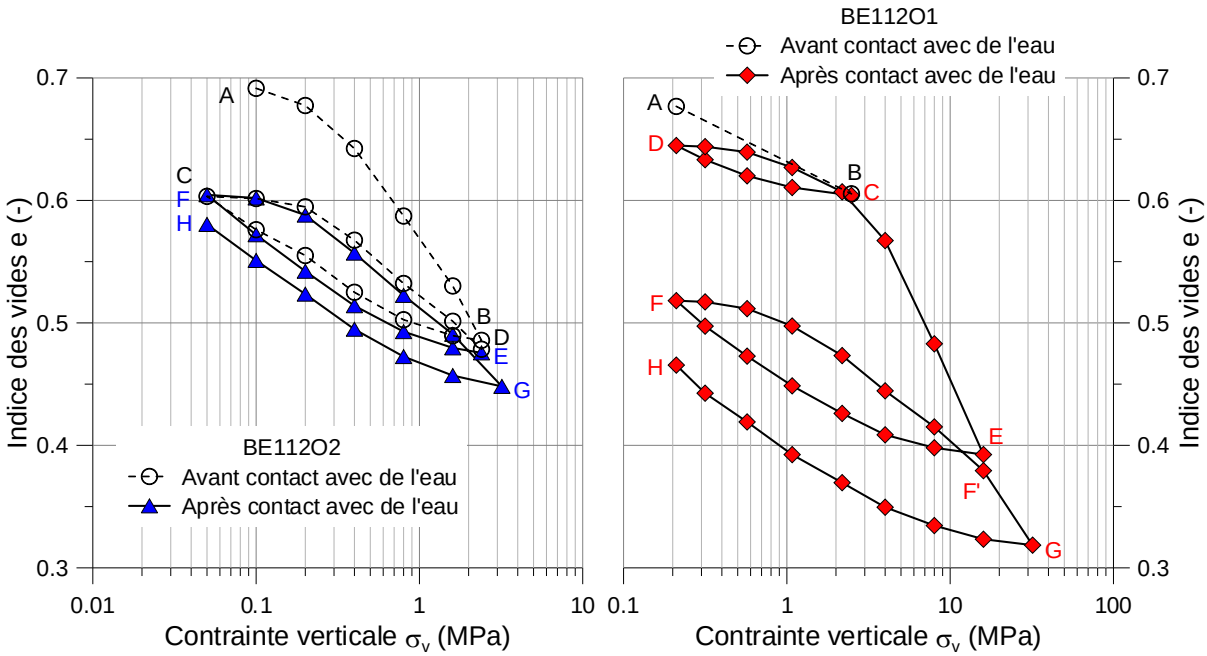


Figure 4-8 : Courbes de compression œdométrique des essais BE112O1 et BE112O2

4.3.1.1.2. Argiles Yprésiennes

Les Argiles Yprésiennes à Kallo (YK) étaient initialement moins saturées que l'Argile de Boom, avec S_{r0} = 87 – 95 % (Tableau 2-7). La teneur en eau initiale de (YK73, 95), $w_0 \approx$ 30 %, est largement plus élevée que celle de YK43 et YK64 : w_0 = 26 %. En négligeant les déplacements dus au jeu entre l'éprouvette et la cellule lors du montage de l'essai, et en supposant que la teneur en eau du sol reste constante, $w = w_0$, pendant le chargement initial sans contact avec de l'eau, le degré de saturation du sol peut être déterminé selon la formule : $S_r = G_s w/e = G_s w_0/e$. Les calculs montrent que S_r atteint 100 % pendant le chargement initial (A-B sur la Figure 4-9) pour tous les essais à σ_v = 1,6 – 2 MPa. L'évolution de la pente de compression c'_c des Argiles Yprésiennes est similaire à celle de l'Argile de Boom à Essen : les valeurs de c'_c sont plus petites sous de faibles contraintes verticales et plus grandes sous de plus fortes contraintes. Pourtant, le changement de pente c'_c est plus marqué pour YK73 (Figure 4-10) par rapport à YK43 (Figure 4-9).

Les déformations à la fin du chargement initial (A-B) de YK43 dans les essais œdométriques à basse et haute pression sont différentes, soit respectivement ε_{vB} = 7,8 et 5,6 %. Une bonne concordance entre ces deux types d'essai œdométrique est obtenue pour d'autres carottes (YK64, 74, 95), soit respectivement $\varepsilon_{vB} \approx$ 3,0 ; 6,3 et 7,5 %.

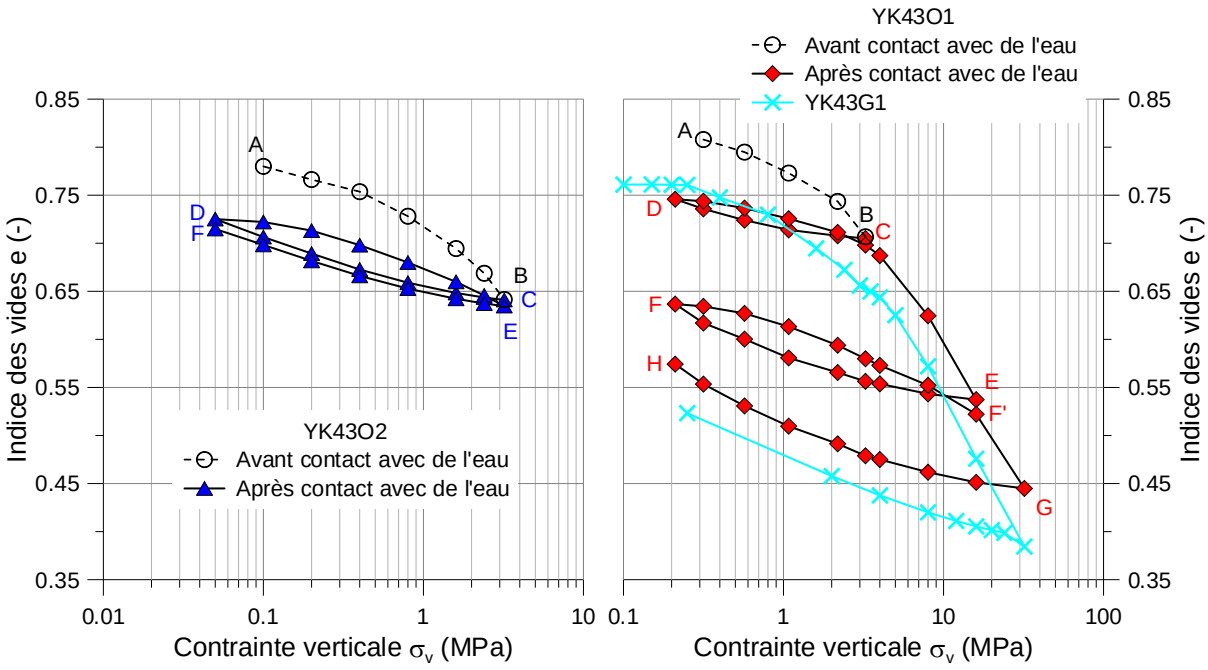


Figure 4-9 : Courbes de compression œdométrique des essais YK43O1 et YK43O2

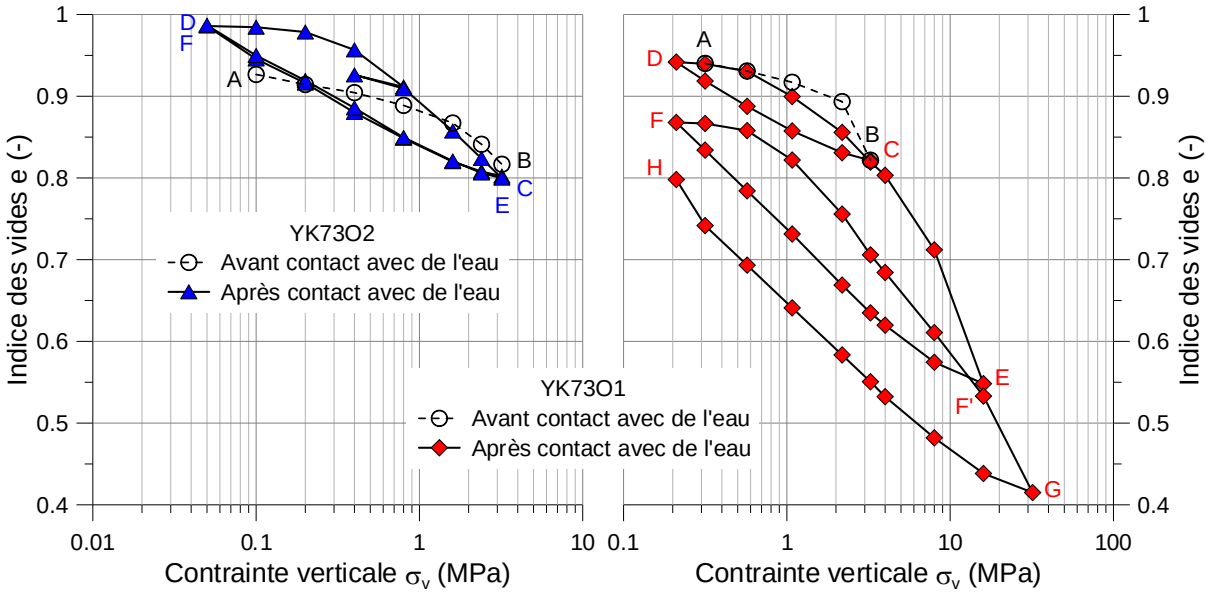


Figure 4-10 : Courbes de compression œdométrique des essais YK73O1 et YK73O2

4.3.1.2. Saturation du système de drainage

Suite au (re)chargement initial sans contact avec de l'eau jusqu'à la contrainte *in situ* verticale effective σ'_{v0}, le système de drainage comprenant les conduits, la pierre poreuse et le papier filtre est saturé de l'eau synthétique (*c.f.* chapitre 2). Différents modes de déformation sont observés.

Pendant la saturation du système de drainage sous $\sigma_v = \sigma'_{v0}$ = 2,4 MPa, l'Argile de Boom à Essen présente des déformations négligeables dans tous les essais œdométriques à basse et haute pression à l'exception de BE83O1. A titre d'exemple, $\Delta\varepsilon_v$ = 0,2 % pour BE75O1 (Figure 4-6). Cette déformation correspond en fait à la continuation de la compression secondaire du dernier palier de (re)chargement à σ'_{v0} (Figure 4-11). Les courbes de consolidation du chargement initial (A-B) de σ_v = 0,21 MPa à σ'_{v0} = 2,4 MPa sans contact avec de l'eau et de la phase de saturation des conduits de l'essai BE83O1 (annexe) sont montrées sur la Figure 4-12. La déformation plus importante pendant la saturation des conduits, $\Delta\varepsilon_v$ = 0,9 %, comprend en fait une partie de la consolidation primaire du chargement initial (A-B). La déformation secondaire est seulement de $\Delta\varepsilon_v$ = 0,2 %, comme celle de BE75O1.

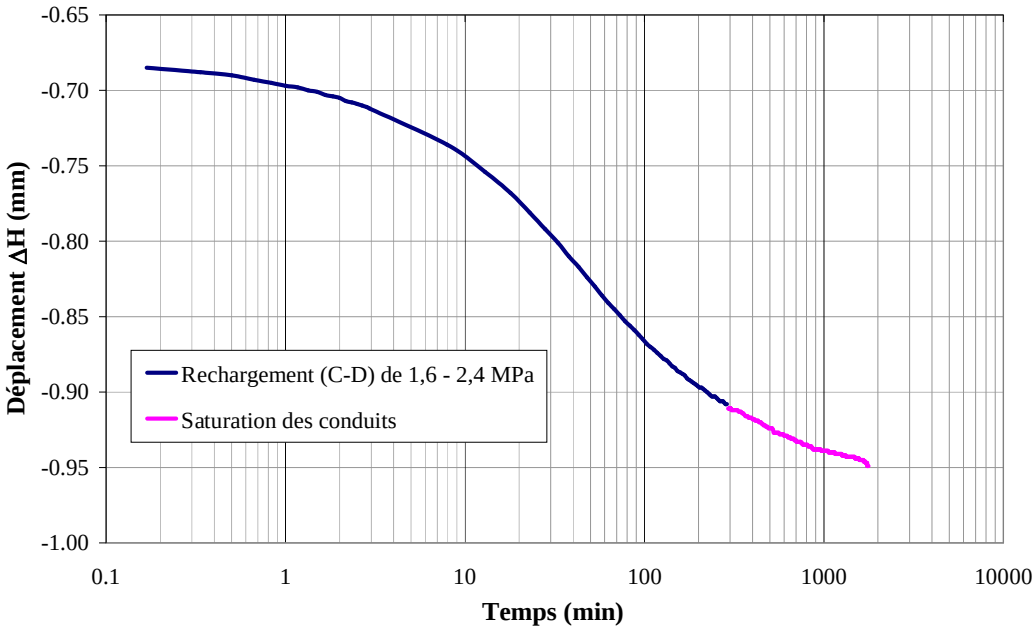


Figure 4-11 : Courbes de consolidation du palier de rechargement de 1,6 – 2,4 MPa et de la saturation des conduits dans l'essai BE75O2

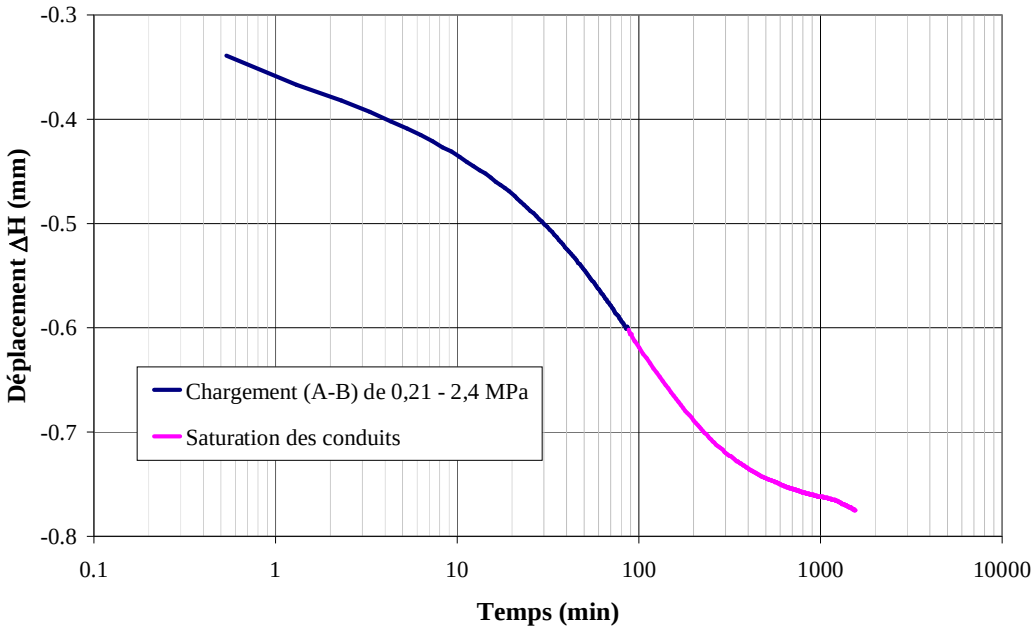


Figure 4-12 : Courbes de consolidation du chargement initial de 0,21 – 2,4 MPa et de la saturation des conduits dans l'essai BE83O1

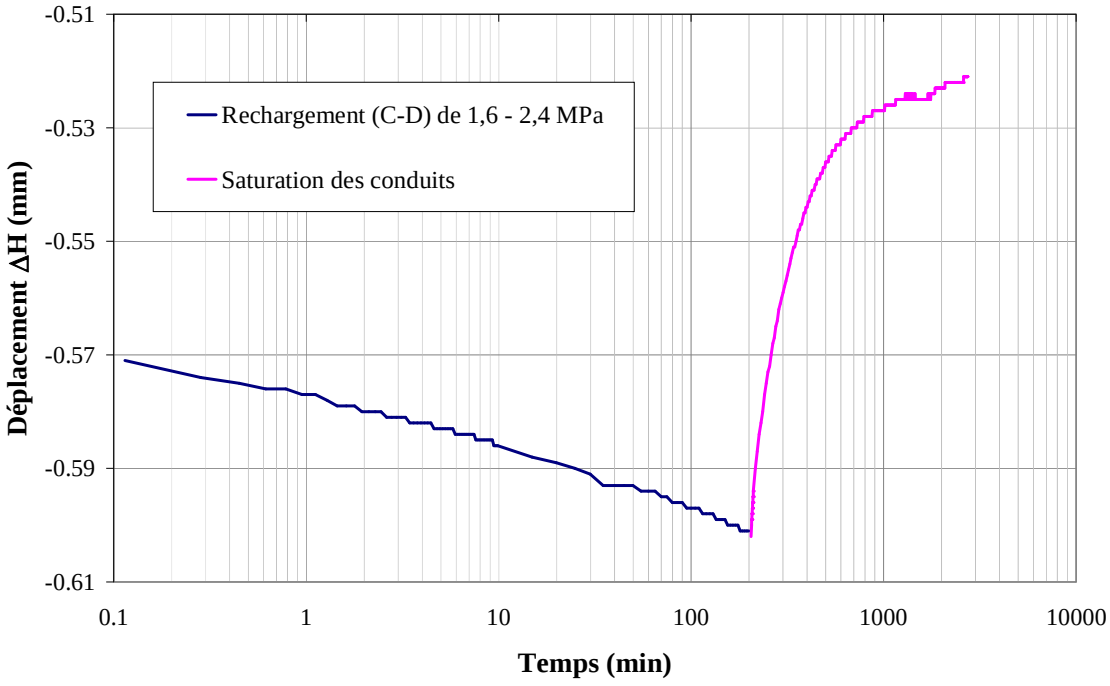


Figure 4-13 : Courbe de consolidation pour le palier de rechargement de 1,6 – 2,4 MPa et courbe de la saturation des conduits dans l'essai BM1O2

Contrairement à l'Argile de Boom à Essen, l'Argile de Boom à Mol présente de légers gonflements pendant la saturation des conduits dans les essais à basse (BM1O2) et haute

(BM1O1) pression : $\Delta\varepsilon_v$ = -0,41 % (Figure 4-13) et -0,05 %, respectivement. Notons que la contrainte verticale dans cette phase est de $\sigma_v = \sigma'_{v0}$ = 2,4 MPa pour BM1O2 et de 3,4 MPa > σ'_{v0} pour BM1O1 (*c.f.* paragraphe 4.3.1.1).

Les Argiles Yprésiennes à Kallo montrent de légères compressions pendant la saturation des conduits suite au chargement initial sans contact avec de l'eau jusqu'à $\sigma'_{v0} \approx$ 3,2 MPa. Cette caractéristique est similaire à celle de l'Argile de Boom à Essen. Seul l'essai YK73O2 présente une déformation un peu plus importante à cause du fait que la compression secondaire du dernier palier de chargement n'a pas encore été atteinte, comme dans le cas de l'essai BE83O1 (Figure 4-12).

4.3.1.3. Compressibilité et capacité de gonflement

4.3.1.3.1. Argile de Boom

On observe que l'indice des vides *e* dépasse sa valeur initiale e_0 à là fin du premier déchargement (E-F) de $\sigma_v = \sigma'_{v0}$ = 2,4 MPa à 0,05 MPa pour les essais BE(83, 96, 104)O2 et BM1O2, et à 0,07 MPa pour l'essai BE75O2. Au point F, la déformation verticale de BM1, (BE75, 83, 96, 104) sont ε_v = -9,5 ; -5,5 ; -6,2 ; -6,3 ; et -5,7 %, respectivement. Les gonflements sont aussi observés à la fin du premier déchargement (C-D) dans les essais à haute pression sur ces sols quand la contrainte verticale σ_v est diminuée à 0,21 MPa. Ceci indique de forts potentiels de gonflement, même à l'état saturé, de l'Argile de Boom à Mol (membre Putte) et à Essen (BE75 et BE83 - partie inférieure du membre Putte ; BE96 et BE104 - partie supérieure du membre Terhagen) et confirme la forte capacité de gonflement de cette argile comme ce qui est rapporté dans la littérature (*c.f.* paragraphe 1.3.7.1).

Le premier déchargement après la saturation des conduits (E-F) dans l'essai BE112O2 (Figure 4-8) coïncide avec celui (B-C) sans contact avec de l'eau (*c.f.* paragraphe 4.3.1.1). L'indice des vides *e* aux points D et F des essais (BE112O1, 2) sont bien en dessous des valeurs initiales (points A). Cela montre que la capacité de gonflement de BE112 (partie inférieure du membre Terhagen) est nettement plus faible que celle des 4 autres positions sus-jacentes, confirmant ainsi l'évolution verticale (à Essen) de la minéralogie de l'Argile de Boom mise en évidence au chapitre 3. Le rechargement F-G de l'essai BE112O2 coïncide aussi avec celui (C-D) avant la saturation des conduits. Autrement dit, la phase de saturation des conduits n'affecte pas la courbe de compression dans l'essai BE112O2.

Le rechargement F-G (σ_v = 0,05 (0,07 pour BE75) – 3,2 MPa) dans les essais à basse pression sur l'Argile de Boom à Essen ramène l'indice des vides *e* en dessous de sa valeur sous la contrainte *in situ* effective σ'_{v0} = 2,4 MPa (point E). La différence entre les déformations verticales aux point G et E pour (BE75, 83, 96, 104, 112)O2 sont respectivement $\Delta\varepsilon_{vEG} = \varepsilon_{vG} - \varepsilon_{vE}$ = 3,0 ; 1,9 ; 3,4 ; 1,5 et 1,6 %. La déformation $\Delta\varepsilon_{vEG}$ = 0,01 % pour BM1O2 (Figure 4-7) est nettement plus petite que celles des BE.

Les rechargements (D-E et F-G) à des contraintes verticales σ_v plus importantes (jusqu'à 16 et 32 MPa) dans les essais à haute pression engendrent des déformations plastiques importantes sur l'Argile de Boom à Mol et à Essen. Le changement de pente au niveau de la limite d'élastique σ_y n'est pourtant pas clair sur ces chemins en raison des gonflements importants sous la gamme de faibles contraintes verticales σ_v (points D et F). En se basant sur la forme droite de la courbe de compression vierge, on peut estimer que (i) pour les BE (Figure 4-6 et Figure 4-8), σ_y < 4 MPa, voire $\sigma_y \approx \sigma'_{v0}$ pour quelques cas, correspondant à *YSR* = 1 – 1,5 ; et (ii) pour BM1, 4 < σ_y < 8 MPa correspondant à *YSR* > 2 ; ceci malgré la similarité géologique de l'Argile de Boom entre ces deux sites.

Pour l'Argile de Boom à Essen, le deuxième déchargement (G-H) dans les essais à basse pression ne provoque pas une augmentation de l'indice des vides *e* au point F. En revanche, le deuxième déchargement (G-H) amène l'indice des vides *e* à une valeur plus grande que le premier (E-F) pour l'Argile de Boom à Mol (Figure 4-7).

Dans les essais à haute pression sur l'Argile de Boom à Mol et à Essen, on observe que les pentes de gonflement pour le deuxième (E-F) et le troisième (G-H) déchargements sont plus fortes que celles pendant le premier déchargement (C-D).

4.3.1.3.2. Argiles Yprésiennes

Deux types de comportement à l'œdomètre sont identifiés pour les Argiles Yprésiennes. A la fin du premier déchargement de $\sigma_v = \sigma'_{v0} \approx$ 3,2 MPa à 0,05 MPa (C-D) dans les essais à basse pression, les indices des vides *e* de YK43 (Figure 4-9) et de YK64 sont bien inférieurs à leurs valeurs initiales e_0, tandis que ceux de YK73 (Figure 4-10) et de YK95 sont clairement supérieurs. Rappelons que YK43 se trouve dans la partie supérieure du membre Roubaix, YK64 au milieu et YK74 dans la partie inférieure du même membre, YK95 fait partie du membre Orchies, juste en dessous de la frontière avec le membre sus-jacent Roubaix (*c.f.* Chapitre 3). Les déformations verticales à la fin du premier

déchargement (point D) de (YK73, 95) sont respectivement de ε_v = -3,1 % et -3,6 %. Ces gonflements sont nettement plus faibles que ceux de l'Argile de Boom (point F) à Mol et à Essen à l'exception de BE112 (*c.f.* paragraphe 4.3.1.3.1) ; ceci malgré une teneur en smectite plus élevée des Argiles Yprésiennes par rapport à l'Argile de Boom. Notons que les Argiles Yprésiennes (YK73, 95) (e_0 = 0,90 – 0,95) sont bien plus poreuses que l'Argile de Boom (e_0 = 0,6 – 0,75). La compression observée à la fin du premier déchargement pour YK43O2 est comparable avec celle de BE112O2. Une compression plus faible est obtenue pour YK64. Notons aussi que (YK43, 64) (e_0 = 0,75 – 0,80) sont plus poreuses que BE112 (e_0 = 0,70).

Dans les essais à basse pression, le rechargement (D-E) à σ_v = 3,2 MPa ramène l'indice des vides *e* au point C à sa valeur au début du premier déchargement. Le deuxième déchargement (E-F) coïncide ainsi avec le premier (C-D).

Les rechargements (C-D) et (D-E) jusqu'à de fortes contraintes verticales σ_v = 16 et 32 MPa, bien au-delà de la contrainte *in situ* effective σ'_{v0} ≈ 3,2 MPa, entraînent des déformations plastiques. Le changement de pente sur ces chemins au niveau de la limite élastique σ_y est plus clair pour (YK43, 64) que pour (YK73, 95). Cette différence pourrait être liée au fait que (YK43, 64) présentent des gonflements faibles sous de faibles contraintes verticales par rapport à (YK73, 95). Les pentes de gonflement des deux derniers déchargements (E-F et G-H) sont plus fortes que celle du premier (C-D) comme pour l'Argile de Boom.

4.3.1.4. Boucles d'hystérésis et contrainte seuil

Dans les essais à basse pression sur l'Argile de Boom à Essen, à l'exception de BE112, une différence nette entre les déchargements avant (B-C) et après la saturation des conduits (E-F, G-H pour les essais à basse pression ; C-D, E-F, G-H pour les essais à haute pression) est observée : avant la saturation des conduits, la pente de gonflement c'_s diminue avec la diminution de la contrainte verticale σ_v (*c.f.* paragraphe 4.3.1.1.1) ; après la saturation des conduits, c'est l'inverse qui se produit. Cette différence a été observée aussi par Le (2008) et Le et al. (2011) sur l'Argile de Boom à Mol (au niveau de l'URL). Pendant les rechargements (F-G pour les essais à basse pression ; D-E, F-G pour les essais à haute pression) on observe que la pente de compression c'_c augmente avec l'augmentation de σ_v. Ces évolutions de c'_c et c'_s définissent les cycles de déchargement – rechargement ou les

boucles d'hystérésis (E-F-E pour les essais à basse pression ; C-D-C, E-F-F' pour les essais à haute pression).

Pour le premier déchargement C-D de l'essai BE75O1 (Figure 4-14), la courbe correspondante pourrait pratiquement être considérée comme bi-linéaire avec une contrainte seuil σ_{s1} à laquelle on observe un changement marqué de la pente de gonflement c'_s : quand $\sigma_v > \sigma_{s1}$, c'_s est assez faible, quand $\sigma_v < \sigma_{s1}$, c'_s est nettement plus élevée. On peut donc associer deux pentes moyennes C_{se1} et C_{sp1} avec ces deux parties au lieu des pentes c'_s de chaque palier. Notons qu'au dernier palier de déchargement à σ_v = 0,05 ou 0,21 MPa, quelques sols de forte capacité de gonflement présentent des déformations plus importantes, donnant lieu à une augmentation de la pente c'_s au dernier palier. Ceci rend la courbe de déchargement un peu curviligne sous la gamme de faibles contraintes (pente C_{sp1}).

Une situation similaire, mais dans le sens inverse, est obtenue sur le rechargement D-E de σ_v = 0,21 à 16 MPa dans l'essai BE75O1 (Figure 4-14) : la pente de compression c'_c augmente avec l'accroissement de la contrainte verticale σ_v. La courbe de rechargement D-E forme avec celle de déchargement C-D une boucle d'hystérésis dans la gamme des contraintes verticale $\sigma_v < \sigma'_{v0}$ = 2,4 MPa. Dans cette gamme de σ_v, la courbe de rechargement D-E pourrait être considérée comme bi-linéaire avec une contrainte seuil σ_{s4} : quand $\sigma_v < \sigma_{s4}$, $c'_c = C_{ce1}$ est faible ; quand $\sigma_v > \sigma_{s4}$, $c'_c = C_{cp1}$ est plus élevée. Ce type de boucle d'hystérésis est généralement observé sur les sols argileux et a été normalement attribué à l'effet visqueux des sols. La partie du rechargement D-E au-delà de σ'_{v0} qui a une pente beaucoup plus grande est certainement liée à la déformation plastique. La pente moyenne de cette partie est l'indice de compression classique C_c.

Pour l'Argile de Boom, on observe que la pente C_{se1} est comparable avec la pente de compression c'_c du chargement initial A-B (un seul palier de σ_v = 0,21 à 2,4 MPa) avant la saturation des conduits dans les essais à haute pression (Figure 4-14).

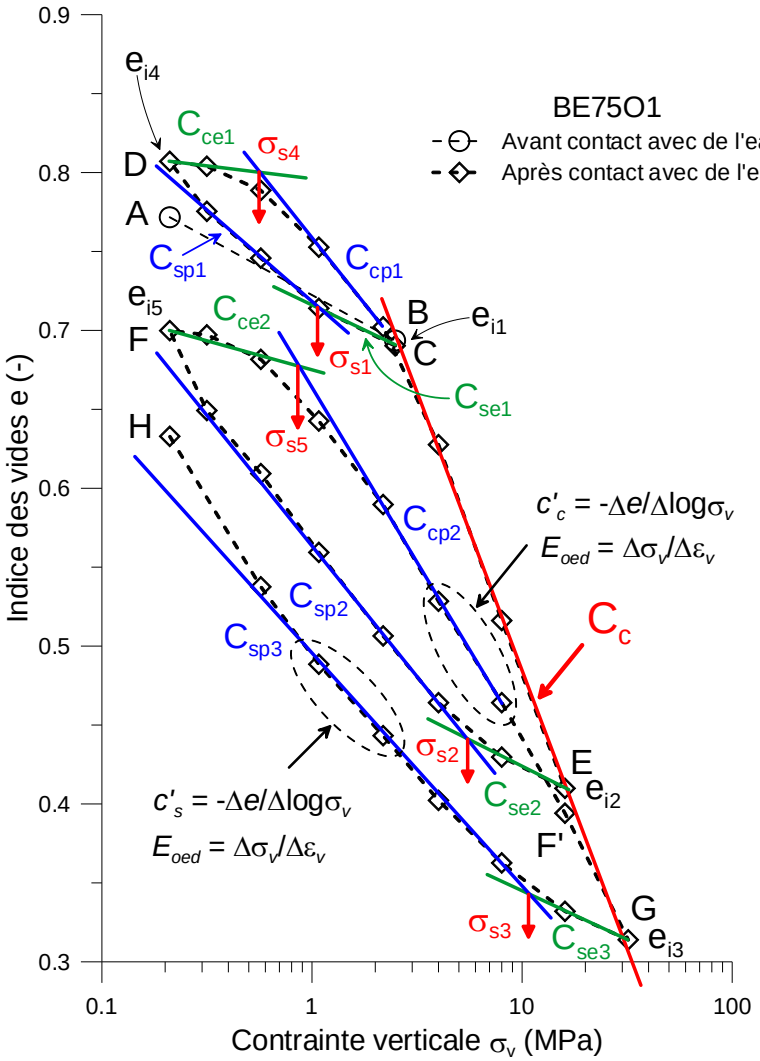


Figure 4-14 : Définition des paramètres de compressibilité et de gonflement

Dans les essais à basse pression sur l'Argile de Boom à Essen (à l'exception de BE112), C_{se1} est presque la même que la pente de gonflement c'_s pour le premier palier de déchargement (B-C) de σ_v = 2,4 – 1,6 MPa et la pente de compression c'_c pour le dernier palier de rechargement (C-D) de σ_v = 1,6 – 2,4 MPa. Notons que les cycles de déchargement – rechargement (B-C-D) avant la saturation des conduits pour (BE75, 83, 96, 104) sont réversibles (*c.f.* paragraphe 4.3.1.1). Pour l'Argile de Boom à Mol, C_{se1} est comparable avec toutes les pentes c'_c et c'_s des paliers de (re)chargement et de déchargement avant la saturation des conduits pour des contraintes σ_v = 1,6 – 2,4 MPa.

Pour les Argiles Yprésiennes à Kallo, on observe que les pentes de compression c'_c du chargement initial A-B, y compris celle de la droite reliant directement les deux points A et

B, sont plus grandes que C_{se1}. Ce phénomène est particulièrement clair pour YK43 (Figure 4-9).

La comparaison entre la pente C_{cp1} et la pente de compression c'_c du dernier palier du chargement initial (A-B) jusqu'à σ'_{v0} montre trois types de comportement distincts : (i) pour BM1, (BE83, 96) : $C_{cp1} > c'_c$; (ii) pour BE75, (YK73, 95) : $C_{sp1} = c'_c$; et (iii) pour BE112, (YK43, 64) : $C_{sp1} < c'_c$.

Pour les essais à haute pression, le deuxième déchargement (E-F) de σ_v = 16 – 0,21 MPa et le rechargement (F-G) de σ_v = 0,21 – 32 MPa montrent de nouveau une boucle d'hystérésis, plus large que la dernière. Deux contraintes seuils σ_{s2} et σ_{s5} sont identifiées sur chaque chemins : (i) quand $\sigma_v > \sigma_{s2}$ (en déchargement) ou $\sigma_v < \sigma_{s5}$ (en rechargement), c'_c et c'_s, représentées C_{ce2} et C_{se2} respectivement, sont faibles; (ii) quand $\sigma_v < \sigma_{s2}$ (en déchargement) ou $\sigma_v > \sigma_{s5}$ (en rechargement), c'_c et c'_s représentées par les moyennes C_{sp2} et C_{cp2} respectivement sont plus élevées. La pente du dernier palier de rechargement (F'-G) correspond à l'indice de compression C_c. Les courbes de rechargement (D-E, F-G) peuvent donc être considérées comme tri-linéaire. La courbe du troisième déchargement (G-H) confirme la bi-linéarité observée avec une contrainte seuil σ_{s3} séparant les pentes de gonflement c'_s en deux familles avec des pentes moyennes C_{se3} et C_{sp3}.

On observe que les pentes C_{se} et C_{ce} varient peu d'une boucle à l'autre, tandis que les pentes $C_{sp(j)}$ et $C_{cp(j)}$ augmentent avec la contrainte verticale maximale $\sigma_{vmax(j)}$ appliquée avant le déchargement (*j*) (*c.f.* paragraphe 4.3.1.6.2). Les contraintes seuils σ_{sj} évoluent aussi suivant l'histoire de chargement, ou plus précisément, l'indice des vides initial e_{ij} du chemin de chargement correspondant (*j*). Une corrélation entre les deux paramètres σ_{sj} et e_{ij} de l'essai BE75O1 est présentée sur la Figure 4-15. Une relation linéaire est obtenue dans un plan semi-logarithmique. Cette linéarité est aussi observée sur d'autres profondeurs de l'Argile de Boom à Essen (Figure 4-16).

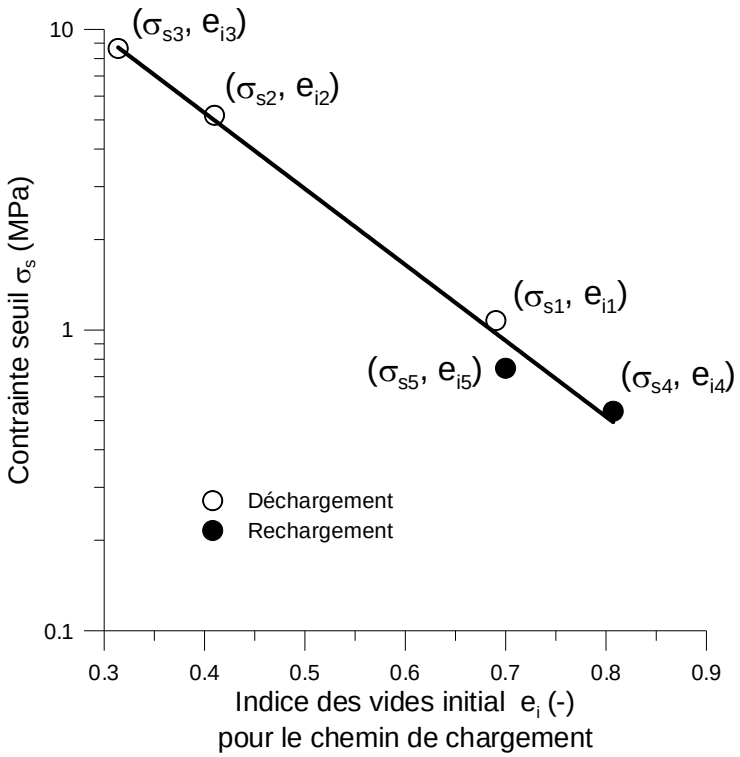


Figure 4-15 : Contrainte seuil σ_{sj} avec indice des vides initial e_{ij} pour le chemin de chargement (j) de l'essai BE75O1

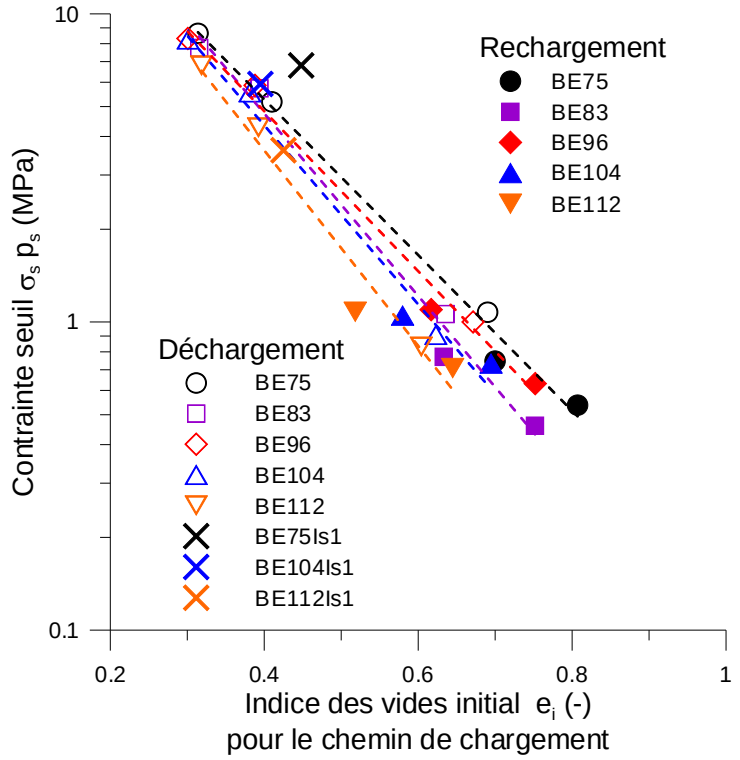


Figure 4-16 : Contrainte seuil σ_{sj} avec indice des vides initial e_{ij} pour le chemin de chargement (j) de l'Argile de Boom à Essen

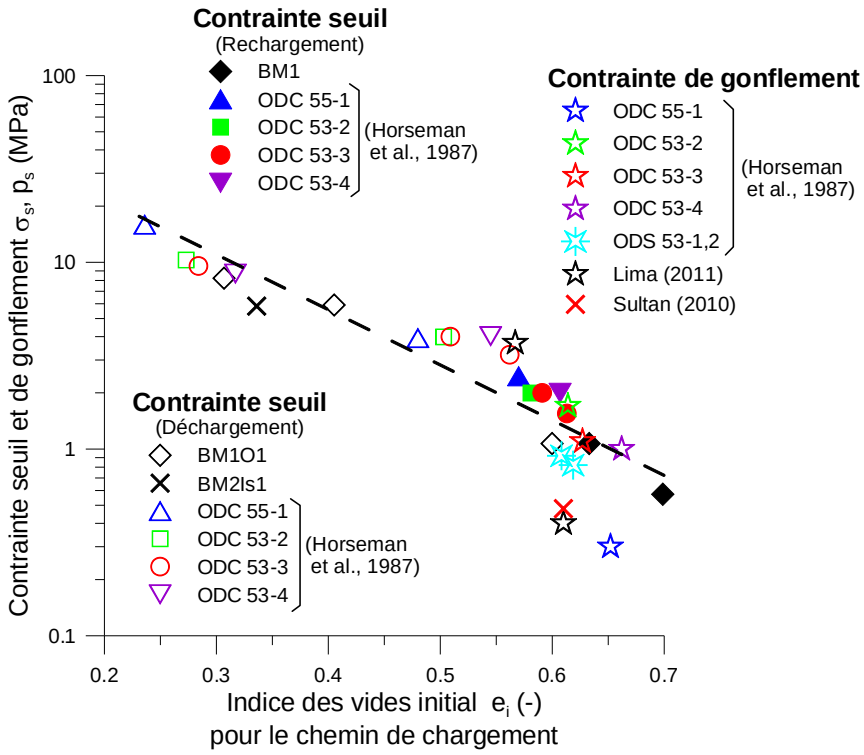


Figure 4-17 : Contrainte seuil σ_{sj} avec indice des vides initial e_{ij} pour le chemin de chargement (j) et contrainte de gonflement σ_s avec indice des vides correspondant e de l'Argile de Boom à Mol

La même procédure est appliquée sur l'Argile de Boom à Mol à 223 m (essai BM1O1) et à 247 m de profondeur (Figure 1-33). Les contraintes seuils σ_{sj} et les indices de vides initiaux e_{ij} des chemins de chargement correspondants sont présentés sur la Figure 4-17. Les contraintes de gonflements σ_s et les indices des vides e correspondants déterminés par Horseman et al. (1987) sont aussi reportés sur la Figure 4-17. Les deux contraintes de gonflement σ_s et indices des vides e correspondants déduits avec la méthode "gonflement – consolidation" à partir des deux essais œdométriques sur l'Argile de Boom à Mol de Lima (2011) (Figure 1-34) sont également reportés sur la Figure 4-17. On observe que tous les résultats de (σ_s, e_i) et (σ_s, e) se trouve sur une droite dans un plan semi-logarithmique.

Cette procédure est aussi appliquée sur les Argiles Yprésiennes à Kallo, pour les éprouvettes aux états naturel et reconstitué (*c.f.* paragraphe 4.2). Les résultats sont montrés sur la Figure 4-18. Plusieurs essais de gonflement ont été réalisés sur les Argiles Yprésiennes à Doel par UCLouvain (1998). Vu le décalage entre les profondeurs et les épaisseurs des membres de la formation yprésienne sur les sites de Doel (Van Marcke & Laenen, 2005) et de Kallo (Cammaer et al., 2009), une profondeur D_K dans les Argiles Yprésiennes à Kallo (cette étude) est convertie en "profondeur équivalente" de celle à Doel D_{KD} de la manière

suivante : notons les profondeurs du sommet et de la base du membre dont fait partie la profondeur D_K, H_{1K}, H_{2K}, H_{1D}, H_{2D} pour les sites de Kallo et de Doel respectivement, on a :

$$D_{KD} = \frac{D_K - H_{1K}}{H_{2K} - H_{1K}} \times \left(H_{2D} - H_{1D}\right) + H_{1D} \tag{4.1}$$

Les contraintes de gonflement σ_s des Argiles Yprésiennes à Doel ainsi déterminées pour la profondeur D_{KD} sont "grossièrement" considérées comme celles de ces argiles à Kallo en profondeur D_K. Les (σ_s, e) des Argiles Yprésiennes à Doel associées à quatre carottes (YK43, 64, 73, 95) nommés "(YK43, 64, 73, 95)-D" sont présentés sur la Figure 4-18. L'essai de gonflement YK43G1 (Figure 4-9) suivant la méthode de "non-gonflement" donne une faible contrainte de gonflement σ_s = 0,25 MPa correspondant à un indice des vides e = 0,76. Ce point est aussi reporté sur la Figure 4-18. La linéarité des (σ_s, e_i) et des (σ_s, e) est de nouveau obtenue pour chaque profondeur.

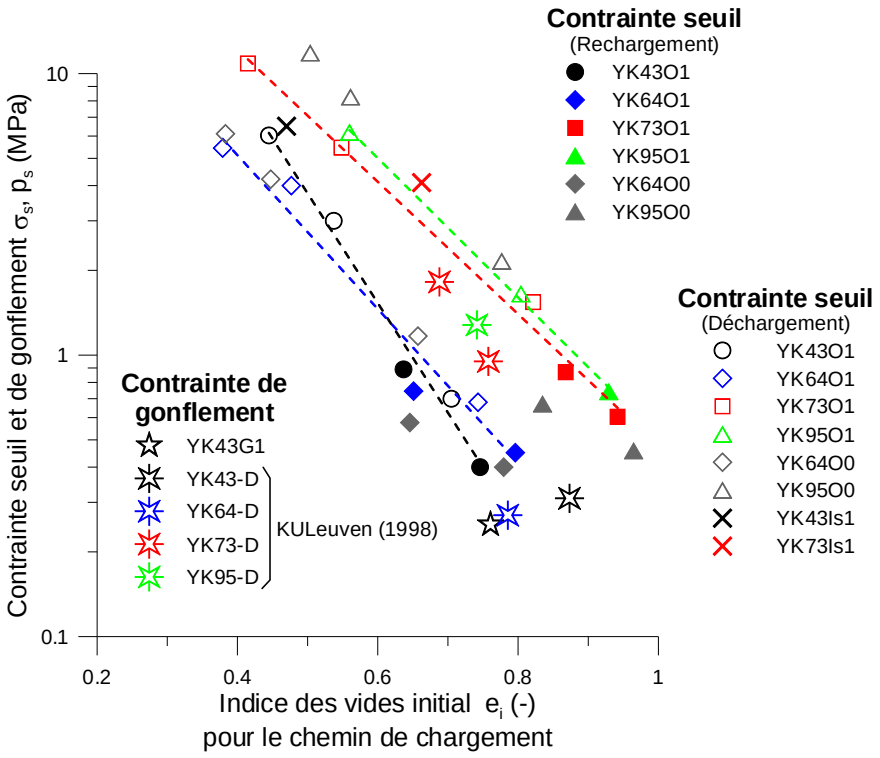


Figure 4-18 : Contrainte seuil σ_{sj} avec indice des vides initial e_{ij} pour le chemin de chargement (j) et contrainte de gonflement σ_s avec indice des vides correspondant e des Argiles Yprésiennes à Doel et Kallo

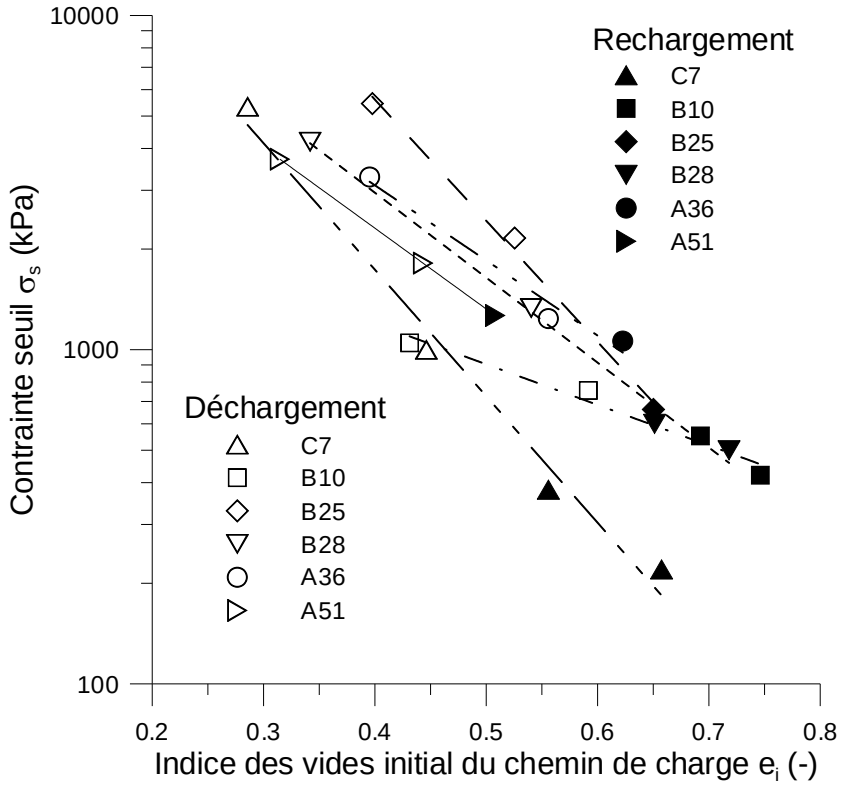


Figure 4-19 : Contrainte seuil σ_{sj} avec indice des vides initial e_{ij} pour le chemin de chargement (j) de l'argile de Londres.

L'argile de Londres au Terminal 5 de l'aéroport Heathrow a été étudiée par Gasparre (2005) et Gasparre et Coop (2008). Ce travail concerne 6 différentes profondeurs : 7 m (C7) ; 10 m (B10) ; 25 m (B25) ; 28 m (B28) ; 36 m (A36) ; et 51 m (A51). Les préfixes A, B, C indiquent les noms des trois unités lithologiques parmi les cinq principaux de l'argile de Londres au bassin Londonien identifiées par King (1981). Les courbes de compression œdométrique sont ré-analysées de la même façon que précédemment. Des corrélations linéaires dans un plan semi-logarithmique sont de nouveau obtenues pour les points (σ_s, e_i) de différentes profondeurs (Figure 4-19).

Il faut noter que la détermination de σ_s est délicate et nécessite un chemin de chargement avec des paliers assez nombreux autour de σ_s. Un large déchargement de σ_v = 6 – 0,5 MPa (Lima, 2011) ou rechargement de σ_v = 1 – 2 MPa (Horseman et al., 1987) sur l'Argile de Boom à Mol ont ainsi masqué la contrainte seuil. De plus, la bi-linéarité des chemins de déchargement observée dans ce travail devrait être considérée comme un cas particulier vu que pour la plupart des sols, les courbes de contrainte – déformation sont souvent non-linéaires. Il apparait que cette bi-linéarité existe pour les argiles raides comme

les arigiles de Boom, de Londre et yprésiennes, *etc.* Notons aussi qu'après avoir passé une boucle de déchargement – rechargement, C-D-C ou E-F-F' (Figure 4-14) par exemple, l'éprouvette ne revient plus à son état initial mais devient légèrement plus dense avec $e_{F'} < e_E$. Cette caractéristique est typique des sols fins dont l'Argile de Boom (Coll et al., 2008 ; Cui et al., 2009 ; Le, 2008) et les Argiles Yprésiennes.

4.3.1.5. Microstructure après l'essai

Suite à des essais œdométriques, quelques échantillons sont analysés à la porosimétrie au mercure (PM) ou à la microscopie électronique à balayage (MEB). La Figure 4-20 et la Figure 4-21 présentent respectivement les photos de MEB des échantillons après l'essai YK43O2 (point A sur la Figure 4-9) et l'essai YK95O1. La Figure 4-22 montre les résultats à la PM de l'échantillon après l'essai YK73O1 (point H sur la Figure 4-10). Des observations à la PM sur les échantillons après les essais YK43O2, YK95O1 et à la MEB sur l'échantillon après l'essai YK73O1 ne sont malheureusement pas effectuées à cause des problèmes techniques.

Rappelons qu'après l'essai YK43O2 (Figure 4-9), l'échantillon a soumis à (i) un chargement initial sans contact avec de l'eau jusqu'à $\sigma_v = \sigma'_{v0} \approx 3{,}2$ MPa, qui entraîne une forte compression de $e_0 = 0{,}780$ à $e = 0{,}641$ correspondant à une déformation $\varepsilon_v = 7{,}8$ % ; (ii) une saturation de ses conduits, qui entraine une compression négligeable ; (iii) un cycle de déchargement – rechargement – déchargement avec $\sigma_v = 3{,}2 - 0{,}05 - 3{,}2 - 0{,}05$ MPa, donnant lieu à un indice des vides final au point F sur la Figure 4-9 ; (iv) un déchargement total et (v) une lyophilisation. Les deux dernières opérations sont supposées de ne pas perturber significativement la microstructure. Les photos de MEB d'un échantillon YK43 intact sont présentées sur la Figure 3-24. La comparaison entre la Figure 3-24 et la Figure 4-20 montre que le type de structure "agrégat" du sol intact devient plus marqué après l'essai œdométrique à basse pression. On peut observer clairement sur la Figure 4-20d que le sol ne comporte que des agrégats de taille supérieure à 10 µm avec des macro-pores de diamètre $D = 2 - 5$ µm ; ceci malgré une réduction de l'indice des vides de $e_0 = 0{,}780$ à $e_f = 0{,}715$. L'orientation préférentielle des particules et des agrégats n'est pas très marquée pour l'échantillon après l'essai comme pour celui intact.

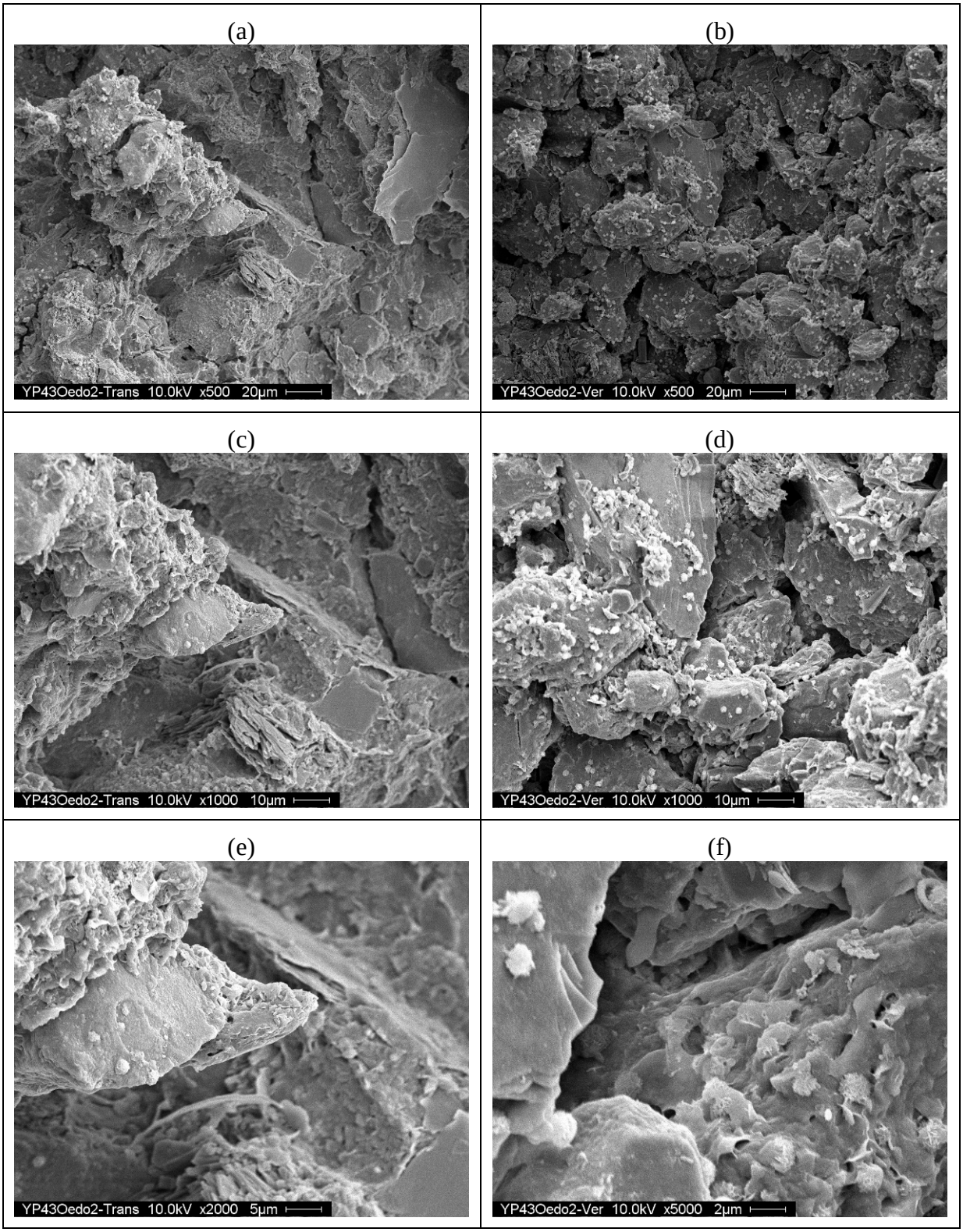


Figure 4-20 : Photos de MEB en directions parallèle (à gauche) et perpendiculaire (à droite) au litage des échantillons d'Argiles Yprésiennes après l'essai YK43O2

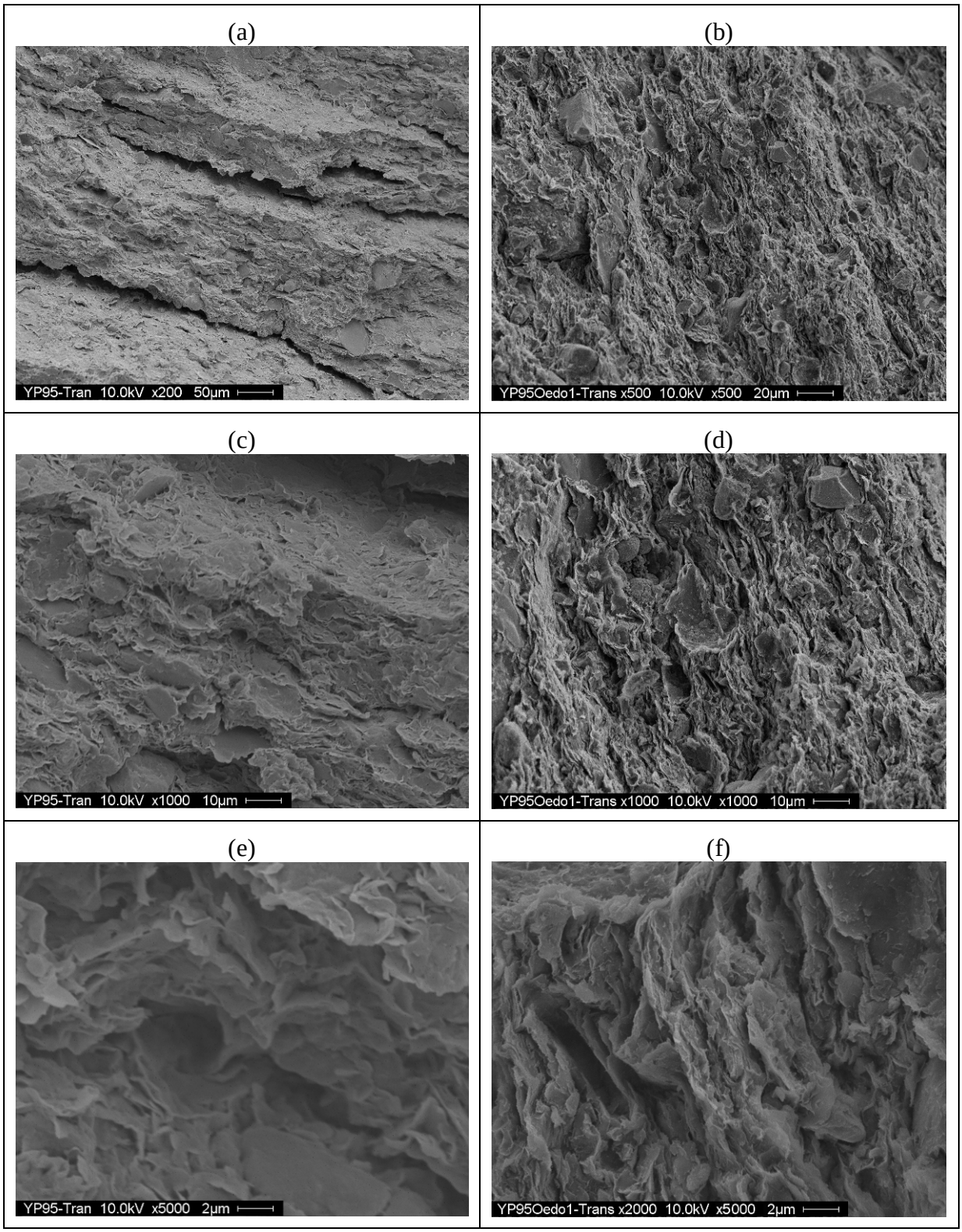


Figure 4-21 : Photos de MEB en direction parallèle au litage de l'échantillon d'Argiles Yprésiennes YK95 intacte (à gauche) et après l'essai YK95O1 (droite)

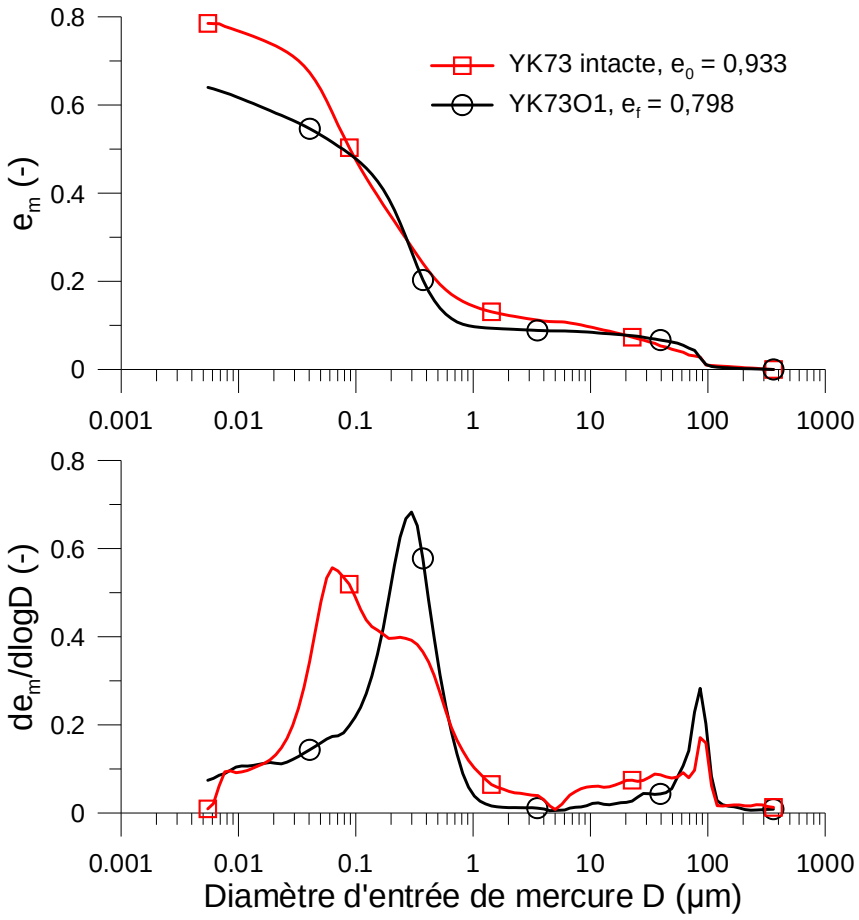


Figure 4-22 : PM des Argiles Ypresiennes à Kallo (YK73), intactes et après l'essai YK73O1

Après l'essai YK95O1 (Figure I-23), l'échantillon a un indice des vides e_f = 0,545, bien en dessous de sa valeur à l'état intact - e_0 = 0,953, conséquence du chargement jusqu'à σ_{vmax} = 32 MPa. Pendant le dernier déchargement G-H, le piston a été bloqué, d'où l'indice des vides devient constant, e_f = 0,545, à partir d'une contrainte verticale σ_v = 3 MPa jusqu'à la fin. Vu que le démontage correspond à un déchargement "rapide" en condition non-drainée, on peut raisonnablement supposer que l'indice des vides e_f reste le même. La comparaison entre les photos de MEB de l'échantillon intact (Figure 4-21a, c, e) et celles après l'essai (Figure 4-21b, d, f) montre une orientation plus alignée des particules suite à l'essai YK95O1. La structure ressemble à celle du sol intact mais avec des feuillets et/ou des particules moins dispersés (Figure 4-21c, d, e, f).

Dans l'essai YK73O1 (Figure 4-10), l'échantillon a été chargé à une contrainte verticale maximale σ_{vmax} = 32 MPa. Juste avant le démontage, son indice des vides final sous σ_v = 0,21 MPa est e_f = 0,798 < e_0 = 0,933. La valeur de l'indice des vides final de l'essai YK95O1 avec un déchargement jusqu'à σ_v = 3 MPa est de $e_{f\,YK95O1}$ = 0,545, bien inférieure à

celle de l'essai YK73O1 : $e_{f\,YK73O1}$ = 0,798. Cela montre l'ampleur du gonflement des Argiles Yprésiennes à ces profondeurs sous de faibles contraintes σ_v. La comparaison entre les résultats à la PM des échantillons intact et après l'essai YK73O1 sur la Figure 4-22 montre que (i) les infra-pores (Romero, 1999a) de diamètre apparent D < 0,02 µm ne sont pas affectés par l'essai ; (ii) la densité des macro-pores de D > 0,7 µm diminue, en particulier les pores de D > 1 µm sont disparues ; (iii) la densité des micro-pores de D = 0,02 – 0,2 µm diminue tandis que celle des méso-pores de D = 0,2 – 0,7 µm augmente. La distribution des tailles de pore change de poly-modale à l'état intact en mono-modale après l'essai.

4.3.1.6. Paramètres de compressibilité et de gonflement

Les paramètres de compressibilité et de gonflement considérés sont (i) le module œdométrique $E_{œd}$, (ii) les pentes de compression c'_c et de gonflement c'_s ainsi que les pentes moyennes C_{se}, C_{sp}, C_{ce}, C_{sp}, (iii) le coefficient de compression secondaire $C_{œe}$, (iv) l'indice de compression C_c, la limite élastique σ_y et le rapport $YSR = \sigma_y/\sigma'_{v0}$.

4.3.1.6.1. Module œdométrique

Les modules œdométriques $E_{œd}$ déterminés à partir de l'essais BE75O1 sont présentés sur la Figure 4-23, en fonction de la contrainte verticale σ_v . Les résultats pour les autres carottes d'Argiles de Boom et Yprésiennes sont donnés en annexe I.

Pendants les déchargements, les logarithmes de $E_{œd}$ diminuent linéairement avec la diminution des logarithmes de σ_v. Pendant les rechargements, $E_{œd}$ est élevé sous de faible contrainte verticale σ_v. Il diminue avec l'augmentation de σ_v jusqu'au niveau de la contrainte seuil σ_s du chemin de rechargement. A ce niveau, $E_{œd}$ en rechargement rejoint la droite des modules en déchargement. Des contraintes verticales σ_v plus importantes augmentent $E_{œd}$ suivant des pentes plus faibles que celle de la droite de déchargement. La pente de la courbe $\log E_{œd} - \log \sigma_v$ pour le rechargement en compression plastique est plus faible que celle pour le rechargement dans l'état sur-consolidé.

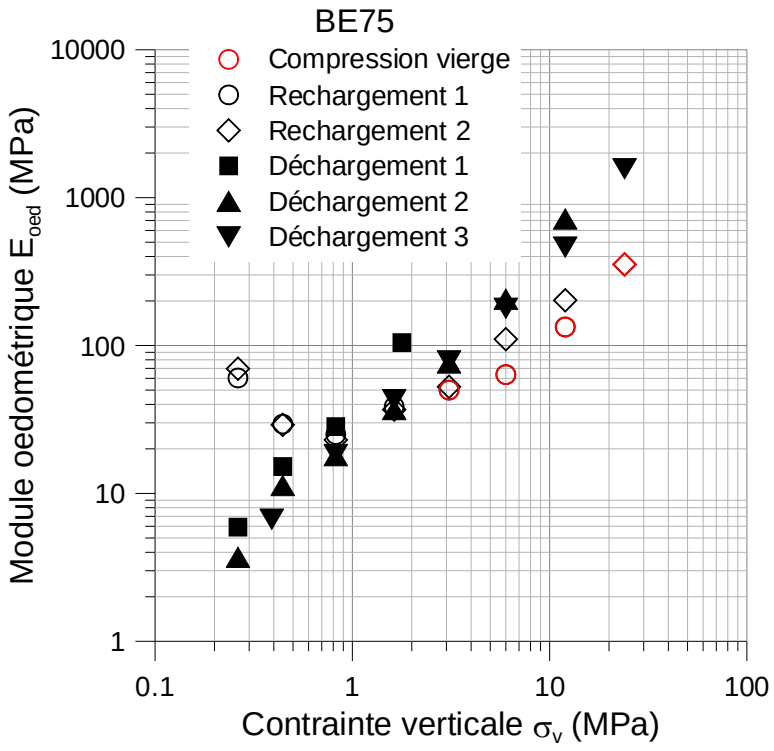


Figure 4-23 : Module œdométrique $E_{œd}$ en fonction de la contrainte verticale σ_v pour l'Argile de Boom

Les comparaisons entre les modules œdométriques $E_{œd}$ des carottes d'Argile de Boom, et des carottes d'Argiles Yprésiennes sont présentées sur la Figure 4-24. Malgré la dispersion des données, on observe que pour les Argiles Yprésiennes, les valeurs $E_{œd}$ les plus élevées sont pour YK43. $E_{œd}$ diminuent avec l'augmentation de la profondeur suivant l'ordre YK64, YK73 et YK95. En revanche, $E_{œd}$ de l'Argile de Boom augmente avec la profondeur. Les valeurs de $E_{œd}$ de (BE75, 83, 96) et BM1 sont pratiquement les mêmes et un peu plus petites que celles de BE104. Les valeurs maximales sont pour BE112.

On observe que la variabilité de $E_{œd}$ des Argiles Yprésiennes sur la profondeur est plus grande que celle de l'Argile de Boom, ce qui complique la comparaison entre les deux sols. En général, il n'existe pas de différences significatives entre les deux sols pour une contrainte verticale σ_v donnée ; ceci malgré la densité plus faible des Argiles Yprésiennes par rapport à l'Argile de Boom.

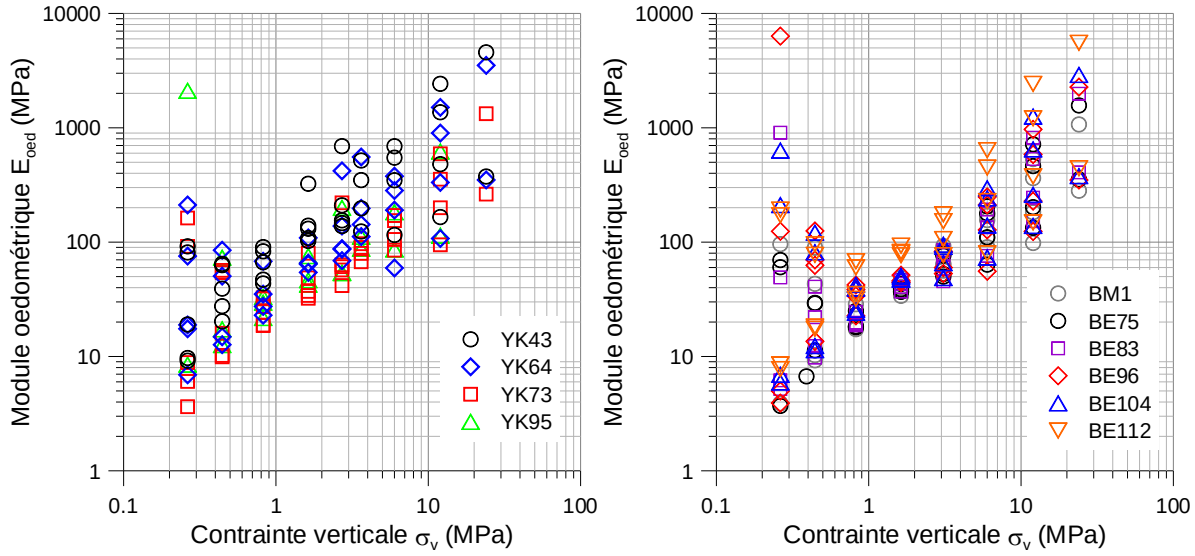


Figure 4-24 : Comparaison des modules œdométriques $E_{œd}$ entre les Argiles de Boom et Yprésiennes

4.3.1.6.2. Pentes de compression et de gonflement

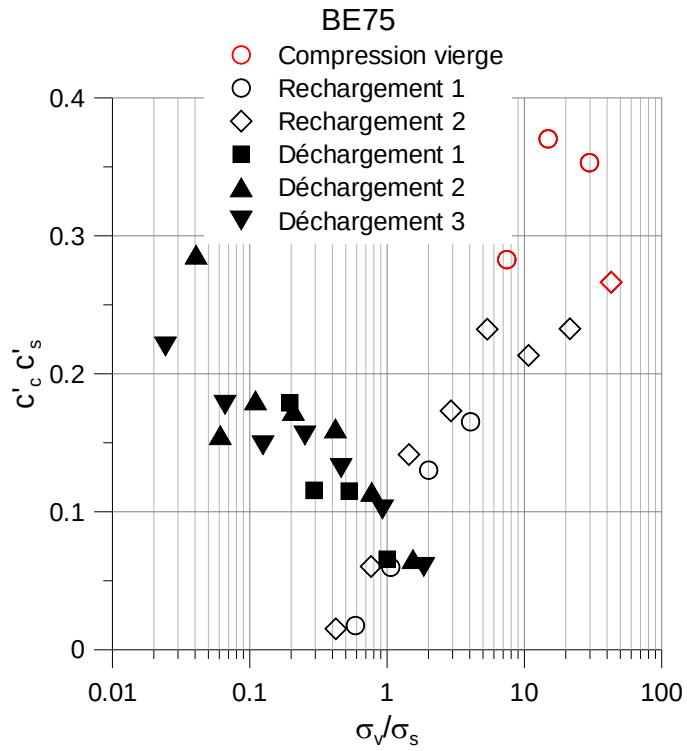


Figure 4-25 : Pentes de compression c'_c et de gonflement c'_s de l'Argile de Boom

Les pentes de compression c'_c et de gonflement c'_s déterminées par l'essai BE75O1 sont présentées sur la Figure 4-25 en fonction de σ_v/σ_s. Les résultats pour les autres carottes

d'Argiles de Boom et Yprésiennes sont donnés en annexe I. On observe que c'_c augmente et c'_s diminue presque linéairement avec $\log(\sigma_v/\sigma_s)$ pour tous les déchargements et rechargements. Dans la gamme $0{,}06 < \sigma_v/\sigma_s < 0{,}3$, c'_s varie peu avec σ_v/σ_s ; ceci explique la bi-linéarité des courbes de déchargement (*c.f.* paragraphe 4.3.1.4). Les grandes valeurs de c'_s pour le dernier palier de déchargements montrent la forte capacité de gonflement des argiles de Boom et yprésienne.

La bi-linéarité de chaque chemin de déchargement et de rechargement (dans les domaines sur-consolidés) est représentée par les pentes moyennes de gonflement C_{se}, C_{sp} et de compression C_{ce}, C_{cp} (Figure 4-14). L'évolution de ces paramètres avec la contrainte verticale maximale σ_{vmax} que le sol a supportée (contrainte de pré-consolidation) est montrée sur la Figure 4-26 et la Figure 4-27 pour (C_{se}, C_{ce}) et (C_{sp}, C_{cp}), respectivement.

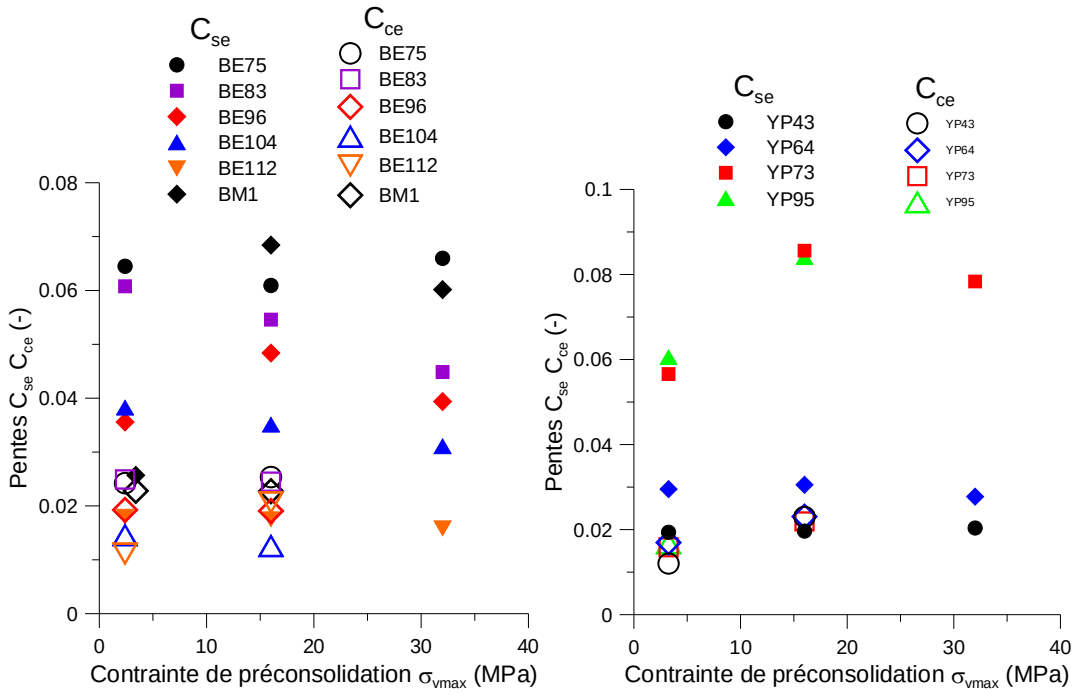


Figure 4-26 : Pentes moyennes de gonflement C_{se} et de compression C_{ce} pour les Argiles de Boom et Yprésiennes

On observe que les pentes C_{se} et C_{ce} (Figure 4-26) varient peu avec σ_{vmax} pour les argiles de Boom yprésiennes. C_{ce} ne change pas significativement avec la profondeur. Par contre, C_{se} diminue avec la profondeur pour l'Argile de Boom mais augmente pour les Argiles Yprésiennes.

Contrairement à C_{se} et C_{ce}, C_{sp} et C_{cp} (Figure 4-27) augmentent presque linéairement avec le logarithme de σ_{vmax}. Des corrélations entre C_{sp}, C_{cp} et σ_{vmax} sont donc proposées comme suit:

$$C_{sp} = A \log \frac{\sigma_{v\max}}{\sigma_0} + B \tag{4.2}$$

$$C_{cp} = C \log \frac{\sigma_{v\max}}{\sigma_0} + D \tag{4.3}$$

où σ_0 est une contrainte de préférence σ_0 = 1 MPa. Les coefficients A, B, C et D des Argiles de Boom et Yprésiennes sont récapitulées au Tableau 4-2. On observe que BE112 présente les valeurs les plus faibles de l'Argile de Boom. Les BM1 et (BE75, 83, 96) présentent des valeurs similaires. Pour les Argiles Yprésiennes, les valeurs diminuent suivant l'ordre (YK73, 95), YK64 et YK43.

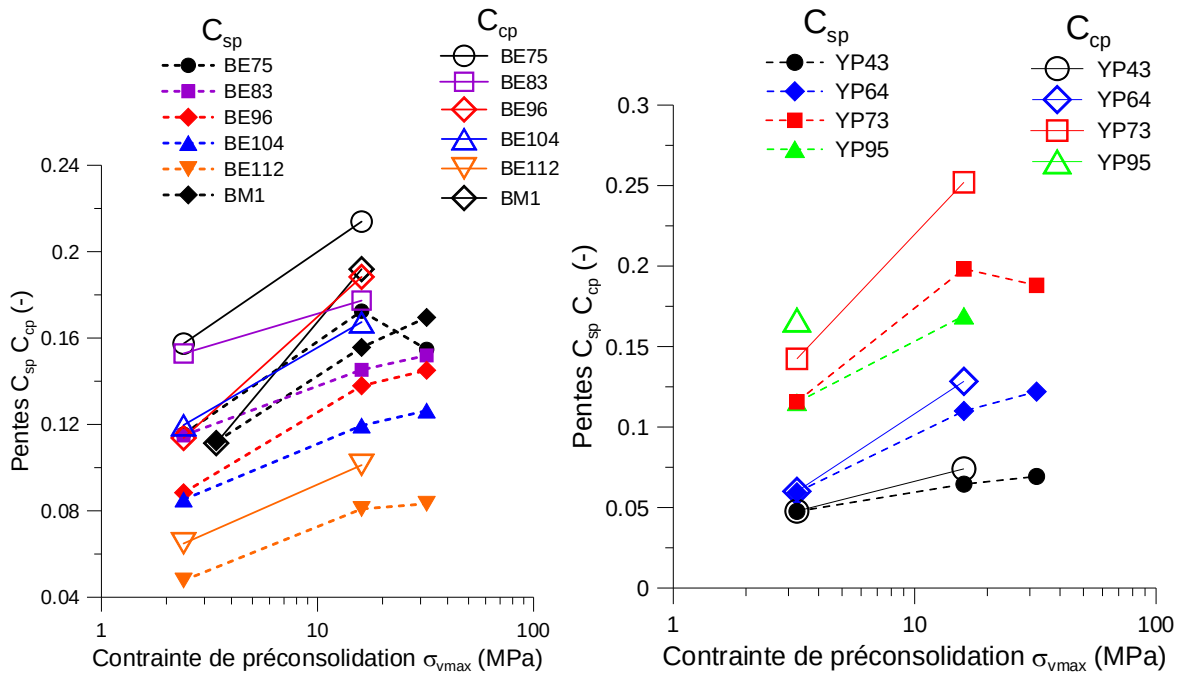


Figure 4-27 : Pentes moyennes de gonflement C_{sp} et de compression C_{cp} pour les Argiles de Boom et Yprésiennes

Tableau 4-2 : Paramètres de compression et de gonflement des Argiles de Boom et Yprésiennes

	A (-)	B (-)	C (-)	D (-)
YK43	0,0223	0,0365	0,0380	0,0283

YK64	0,0647	0,0277	0,0988	0,0096
YK73	0,0808	0,0805	0,1584	0,0613
YK95	0,0776	0,0756		
BM1	0,0601	0,0808	0,1197	0,0477
BE75	0,0421	0,1042	0,0686	0,1313
BE83	0,0338	0,1026	0,0297	0,1415
BE96	0,0525	0,0698	0,0905	0,0793
BE104	0,0378	0,0716	0,0578	0,0977
BE112	0,0334	0,0362	0,0440	0,0481

4.3.1.6.3. Compression et gonflement secondaires

Les coefficients de compression/gonflement secondaire $C_{\alpha e}$ = -$\Delta e/\Delta \log t$ des Argiles de Boom et Yprésiennes sont corrélés avec le rapport σ_v/σ_s et les pentes c'_c ou c'_s. Les résultats de l'essai BE75O1 sont montrés sur la Figure 4-28. Les résultats sur les autres sols sont donnés en annexe I. Notons que suivant la définition de $C_{\alpha e}$ au chapitre 2, il est positif en compression et négatif en gonflement.

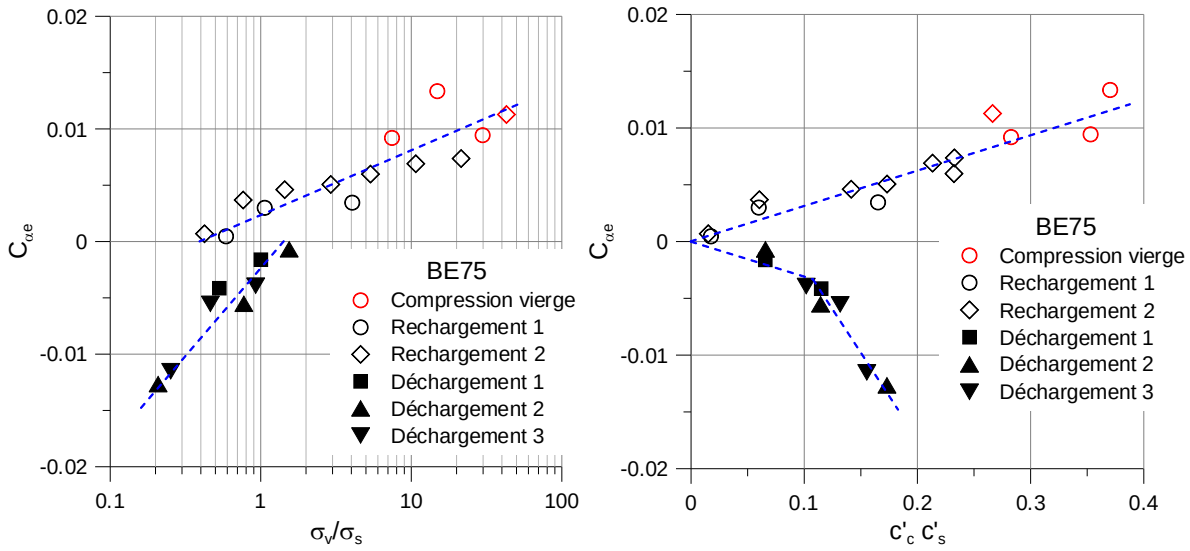


Figure 4-28 : Coefficients de compression/gonflement secondaire $C_{\alpha e}$ de BE75

On observe que $C_{\alpha e}$ augmente presque linéairement avec le logarithme du rapport σ_v/σ_s, la pente en rechargement étant pourtant plus faible que celle en déchargement. Avec l'augmentation de la pente de compression c'_c ou de gonflement c'_s, $C_{\alpha e}$ s'accroît en valeur absolue suivant une corrélation linéaire en rechargement mais bi-linéaire en déchargement. Rappelons que la linéarité entre $C_{\alpha e}$ et c'_c a été largement rapporté dans la littérature.

4.3.1.6.4. Indice de compression et limite élastique

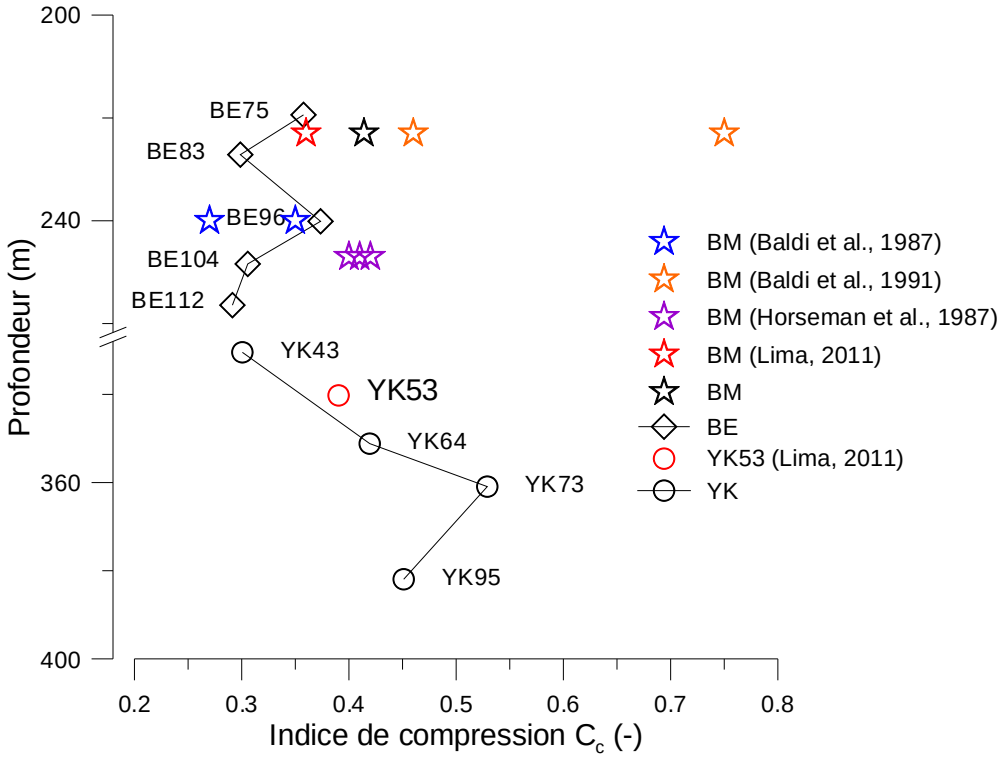


Figure 4-29 : Profils de C_c de l'Argile de Boom à Mol et à Essen et des Argiles Yprésiennes à Kallo

L'indice de compression C_c est défini comme la pente de la droite de compression vierge dans le plan e – logσ_v (Figure 4-14). La limite élastique σ_y est l'abscisse de l'intersection entre la droite de compression vierge et la droite de pente C_{se} passant par le point représentant l'état *in situ* (σ'_{v0}, $e_{\sigma'_{v0}}$). Notons que C_{se} est indépendante de la contrainte verticale maximale σ_{vmax} à partir de laquelle on commence le déchargement (*c.f.* paragraphes 4.3.1.4 et 4.3.1.6.2). On reviendra sur ce point dans le paragraphe 4.4.4. Le Tableau 4-3 récapitule les valeurs de σ_y et du rapport $YSR = \sigma_y/\sigma'_{v0}$ correspondant ainsi que celles de l'indice de compression C_c pour les Argiles de Boom et Yprésiennes. Ces données sont aussi présentées en profils de σ_y et de YSR sur la Figure 4-30 et de C_c sur la Figure 4-29.

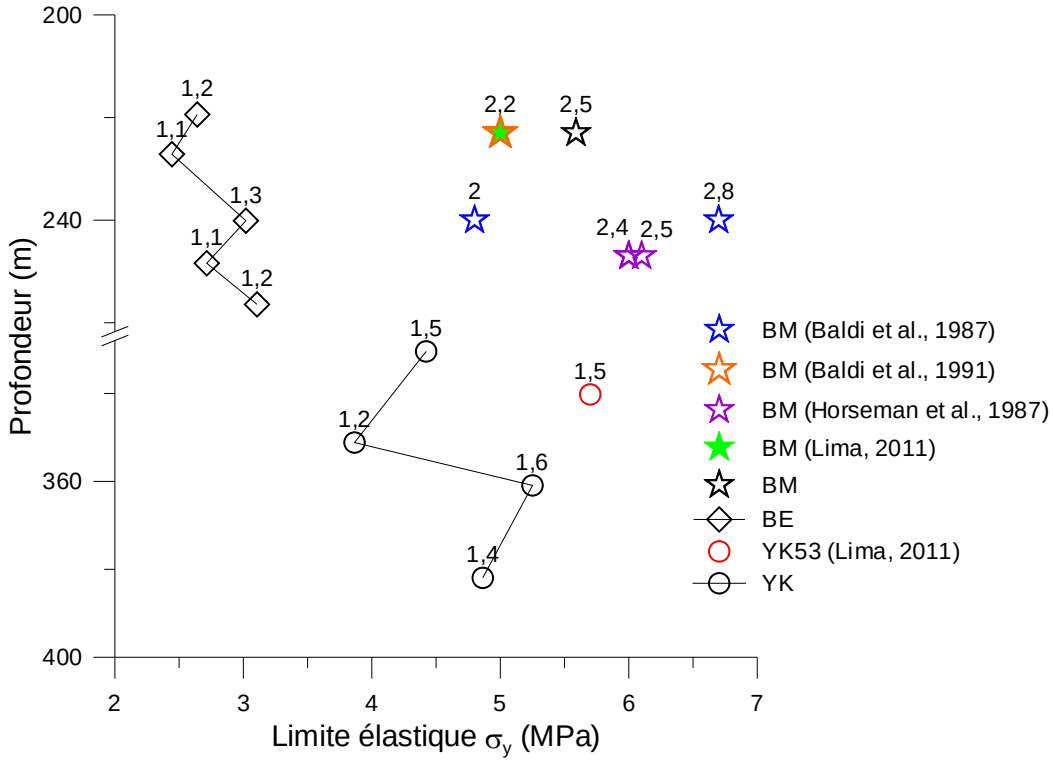


Figure 4-30 : Profils de σ_y avec *YSR* en étiquette pour l'Argile de Boom à Mol et à Essen et pour les Argiles Yprésiennes à Kallo

On observe que les valeurs de l'indice de compression C_c de l'Argile de Boom à Mol au niveau de l'URL (BM1, BM2 dans ce travail) sont différentes d'une étude à l'autre, même y compris l'étude de Baldi et al. (1987). Cela indique que, en plus de la variabilité inhérente de la compressibilité du sol, les procédures d'essai affectent aussi les résultats. Malgré cela, l'Argile de Boom à Mol (à 223 m de profondeur) montre des valeurs de l'indice de compression C_c plus élevées que celles à Essen pour une profondeur donnée (BE75, 83), bien que la densité d'argile à Mol soit plus élevée que l'argile à Essen. L'indice de compression de l'Argile de Boom à Essen diminue avec la profondeur.

Pour les Argiles Yprésiennes, en revanche, la compressibilité augmente avec la profondeur. Le sol le plus ferme, YK43, présente un indice de compression C_c comparable avec celui de BE112 qui est le sol le moins compressible parmi les carottes d'Argile de Boom à Essen étudiées. Pourtant, la variabilité de C_c des Argiles Yprésiennes sur la profondeur est clairement bien marquée. La valeur maximale de C_c est pour YK73 (0,53), bien supérieure à des valeurs pour l'Argile de Boom, à l'exception d'une valeur singulière obtenue par Baldi et al. (1987). De plus, la valeur de C_c de YK53 obtenue par Lima (2011) est bien compatible avec les valeurs obtenues dans la présente étude.

Les limites élastiques σ_y des argiles de Boom à Essen (BE) et yprésiennes à Kallo (YK) sont légèrement supérieures à la contrainte *in situ* effective verticale σ'_{v0}, définissant des rapports $YSR = \sigma_y/\sigma'_{v0} = 1{,}1 \div 1{,}6$. Notons pour un sol naturel que la limite élastique est toujours supérieure ou égale à la contrainte de préconsolidation : $\sigma_y \geq \sigma_c$ et par conséquent $YSR \geq OCR$ (*c.f.* paragraphe 1.3.2). Les BE et YK devraient être ainsi normalement consolidées (NC) ou légèrement surconsolidées (OC) ; ceci est en accord avec leurs histoires géologiques (*c.f.* paragraphe 3.2). Les légères différences entre σ_y et σ'_{v0} pour BE et YK pourraient être attribuées à la présence des carbonates, à la diagenèse, au fluage et à d'autres mécanismes développés dans ces dépôts en profondeur depuis des dizaines millions d'années.

Pour l'Argile de Boom à Mol, la limite élastique σ_y trouvée dans la littérature est supérieure ou égale à un double de σ'_{v0}, donnant un *YSR* égal à 2,5 (la présente étude, 223 m) ; 2,2 (Baldi et al. (1991) et Lima (2011), 223 m) ; 2,0 (Baldi et al. (1987), 240 m) ; 2,4 ÷ 2,5 (Horseman et al. (1987), 247 m). Notons que la valeur la plus grande de σ_y = 6,7 MPa (*YSR* = 2,8) a été obtenue par Baldi et al. (1991) avec un essai œdométrique à une vitesse de déformation verticale assez élevée de 7 µm/mn.

Tableau 4-3 : Limite élastique σ_y, *YSR* et l'indice de compression C_c des Argiles de Boom et Yprésiennes

Sols	Prof. (m)	σ'_{v0} (MPa)	C_c (-)	σ_y (MPa)	*YSR* (-)	Sources	Remarques
YK43	330,44	2,92	0,30	4,42	1,5	Présente étude	
YK64	351,17	3,10	0,42	3,87	1,2		
YK73	360,92	3,20	0,53	5,25	1,6		
YK95	381,94	3,38	0,45	4,86	1,4		
BM1	223,00	2,23	0,41	5,59	2,5		
BE75	219,41	2,20	0,36	2,64	1,2		
BE83	227,15	2,27	0,30	2,44	1,1		
BE96	240,12	2,40	0,37	3,02	1,3		
BE104	248,41	2,48	0,31	2,72	1,1		
BE112	256,43	2,56	0,29	3,11	1,2		
YK53	340,22	3,90	0,39	5,7	1,5	Lima (2011)	
YK53	340,22	3,90	0,36	5			
BM	223,00	2,23		2,1		Lima (2011)	Contact avec de l'eau à 0,02 MPa
BM	223,00	2,23	0,36	5	2,1		Contact avec de l'eau à 3 MPa

BM1	223,00	2,23	0,41	1,90		Deng et al. (2010) Deng et al. (2011a)	
BE75	219,41	2,20	0,38	1,40			
BE83	227,15	2,27	0,35	1,30			
BE96	240,12	2,40	0,38	2,00			
BE104	248,41	2,48	0,33	1,80			
BE112	256,43	2,56	0,30	2,20			
BM	240,00	2,40	0,27	6,7	2,8	Baldi et al. (1987)	$\dot{\varepsilon}_a$ = 7 µm/min
BM	240,00	2,40	0,35	4,80	2,0		Chargement par palier
BM	247,00	2,47	0,42	6,0		Horseman et al. (1987)	σ_{vy} = 3,7 ÷ 15
BM	247,00	2,47	0,40	6,0			σ_{vy} = 5,4 ÷ 14
BM	247,00	2,47	0,41	6,1			σ_{vy} = 5,3 ÷ 12
BM	247,00	2,47	0,36	5,0			Echantillon horizontal σ_{hy} = 4,5 ÷ 6,7
BM	223,00	2,23	0,46	5		Baldi et al. (1991)	Chargement par palier
BM	223,00	2,23	0,75	5			

4.3.1.7. Perméabilité

L'analyse des courbes de consolidation avec la méthode de Casagrande permet de déduire la conductivité hydraulique *k* et la perméabilité intrinsèque *K* (*c.f.* chapitres 1 et 2). Les résultats sont présentés en fonction de l'indice des vides *e* sur la Figure 4-31 pour l'Argile de Boom et sur la Figure 4-34 pour les Argiles Yprésiennes. Des relations linéaires dans les plans semi-logarithmiques sont observées pour tous les carottes comme généralement rapporté dans la littérature (*c.f.* paragraphe 1.4).

On observe que BM1 et (BE75, 83, 96) présentent des conductivités hydrauliques *k* et perméabilités intrinsèques *K* similaires pour un indice des vides donné, ce qui est cohérent avec leurs similarités granulométriques et minéralogiques. *k* et *K* de ces sols sont légèrement plus faibles que ceux de BE104. Les valeurs maximales sont pour BE112. La conductivité hydraulique *k* de l'Argile de Boom à Mol (223 m de profondeur) déterminées par Lima (2011) avec différentes techniques sont reportée sur la Figure 4-31. Ces résultats sont assez dispersés et les valeurs sont un peu plus élevées que celles déterminées dans la présente étude.

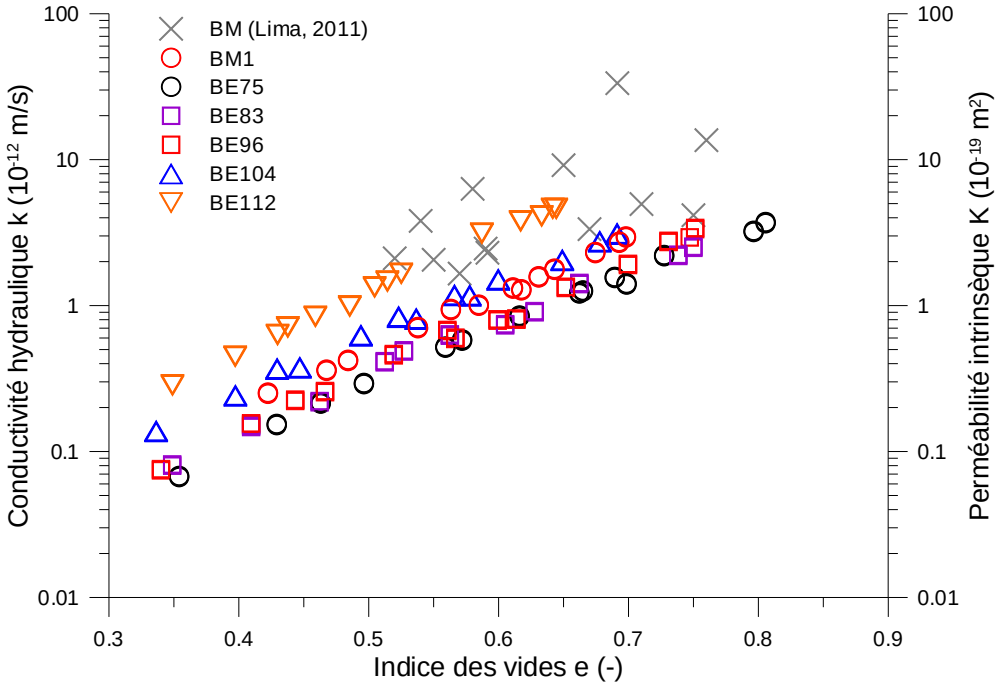


Figure 4-31 : Perméabilité de l'Argile de Boom à Mol et à Essen

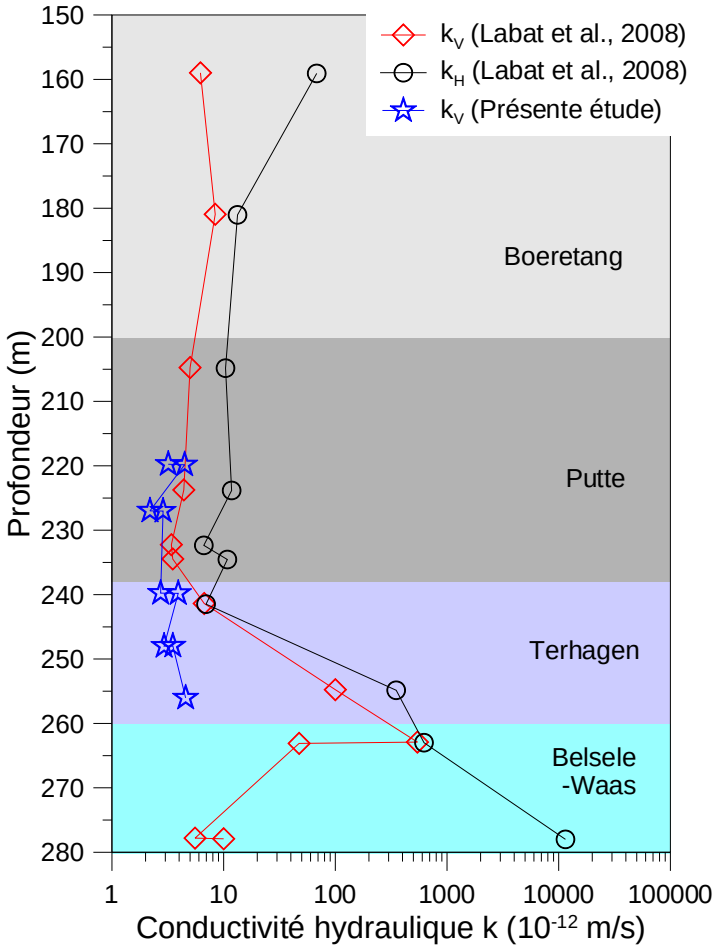


Figure 4-32 : Profil de conductivité hydraulique de l'Argile de Boom à Essen

Une série d'essais hydrauliques sur l'Argile de Boom à Essen ont été effectuée par Labat et al. (2008) à l'aide des cellules à volume constant et à charge constante, l'eau de percolation étant l'eau distillée. Le profil de conductivité hydraulique *k* de l'Argile de Boom à Essen par Labat et al. (2008) est montré sur la Figure 4-32. Le profil obtenu dans la présente étude avec des valeurs de *k* pour des indices des vides équivalents à ceux initiaux, $e = e_0$, est aussi reporté sur cette figure. On observe que les valeurs de *k* de cette étude sont plus petites que celles de Labat et al. (2008). L'écart entre les deux études dans la partie inférieure du membre Terhagen est considérable. En revanche, leur différence dans le membre Putte et dans la partie supérieure du membre Terhagen n'est pas très significative. Notons que l'eau utilisée dans la présente étude est l'eau synthétique, alors que l'eau distillée a été utilisée par Labat et al. (2008).

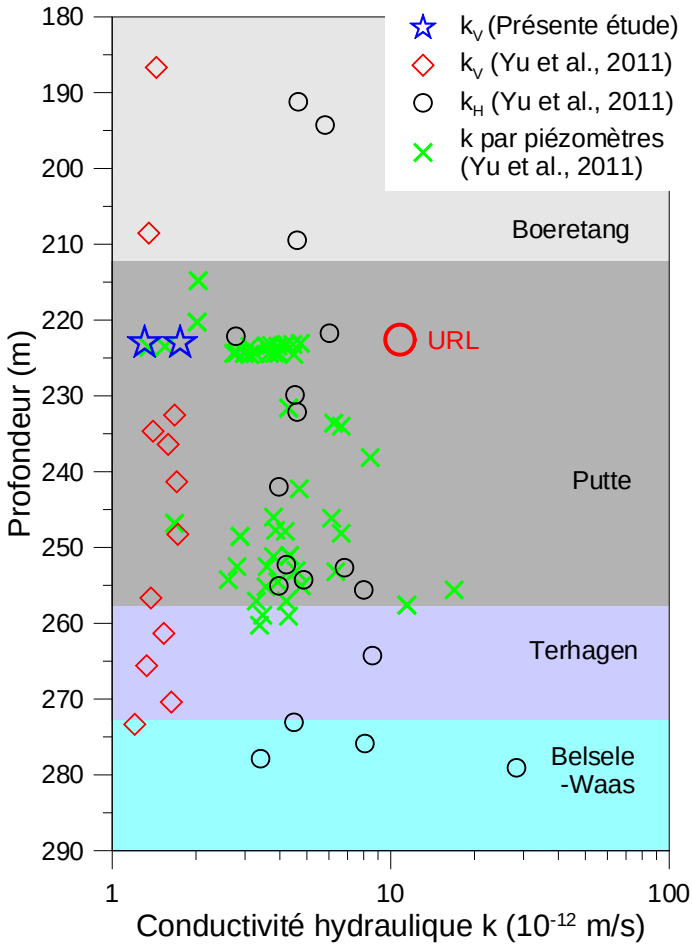


Figure 4-33 : Profil de conductivité hydraulique de l'Argile de Boom à Mol

Des campagnes d'hydrogéologie, au laboratoire et *in situ*, sur l'Argile de Boom à Mol ont été synthétisées par Yu et al. (2011) et les résultats sont montrés ici sur la Figure 4-33. Les valeurs de la conductivité hydraulique *k* par les deux essais BM1O1 et BM1O2 réalisés sous la contrainte *in situ* σ'_{v0} sont aussi reportées sur cette figure. Un bon accord est obtenu entre la conductivité hydraulique verticale k_V de la présente étude et les valeurs de laboratoire rapportées par Yu et al. (2011). L'anisotropie hydraulique de l'Argile de Boom paraît plus prononcée à Mol qu'à Essen. Les valeurs de *k* obtenues avec les mesures *in situ* (piézomètres) sont entre les valeurs de k_V et k_H de laboratoire.

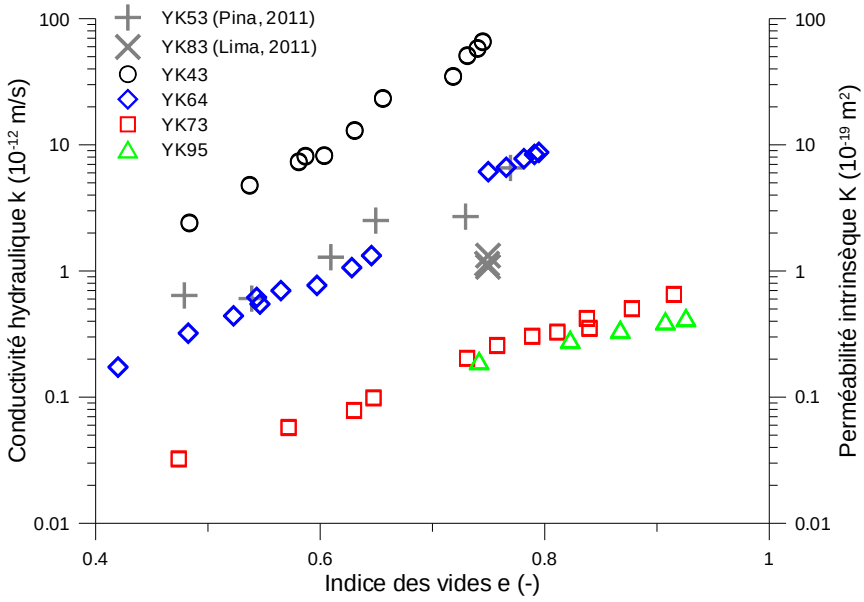


Figure 4-34 : Perméabilité des Argiles Yprésiennes à Kallo

Pour les Argiles Yprésiennes (Figure 4-34), la variabilité de la conductivité hydraulique *k* et de la perméabilité intrinsèque *K* sur la profondeur est plus forte que celles de l'Argile de Boom. En effet, *k* et *K* de YK43 sont à un ordre plus élevées que celles de YK64 qui sont aussi à un ordre plus grandes que celles de YK73 et de YK95. Bien que YK73 et YK95 possèdent des indices des vides *e* plus élevés que YK64 et YK43, la perméabilité des deux premières sont toutefois nettement plus petites que celles des deux dernières. Cette contradiction pourrait être expliquée par le rôle déterminant des macro-pores sur la perméabilité du sol (Romero, 1999b). Cette famille de pore est moindre dans (YK73, 95) par rapport à (YK43, 64) (*c.f.* chapitre 3).

Les conductivités hydrauliques *k* de YK53 et YK83 obtenues par Pina (2011) sont aussi reportées sur la Figure 4-34. Notons que *k* de YK53 est déterminée par l'analyse des courbe de consolidation, alors que celle de YK83 est déterminée par l'essai hydraulique à charge constante sous une contrainte verticale σ'_v = 4 MPa. Les résultats de YK53 suivent la tendance de variation pour les quatre carottes étudiées dans cette étude. En revanche, les valeurs de YK83 sont plus élevées que celles de YK73 et de YK95.

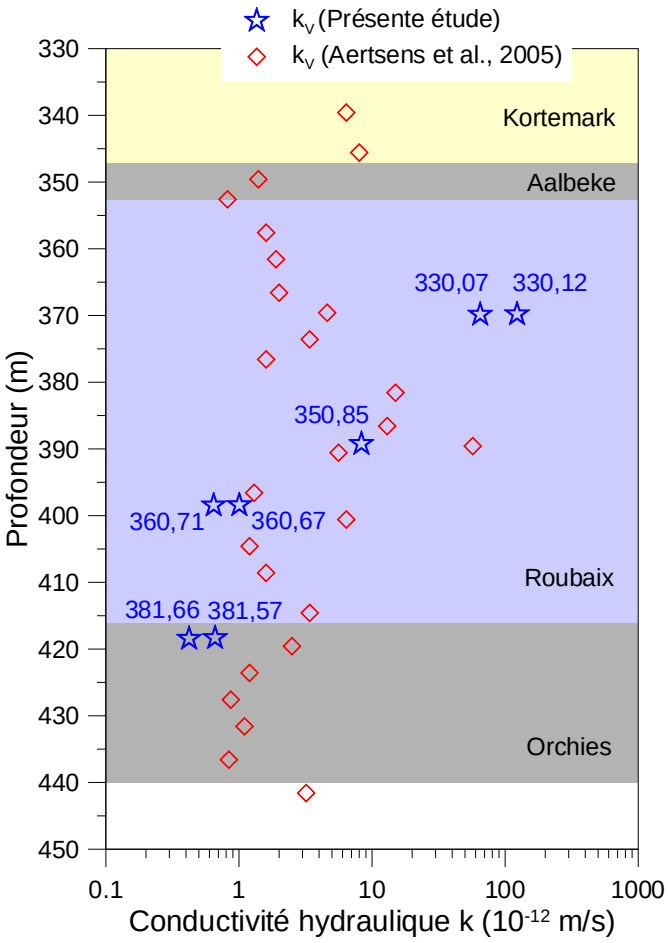


Figure 4-35 : Profil de conductivité hydraulique des Argiles Yprésiennes à Doel.

Des essais hydrauliques au moyen des cellules à volume constant sur les Argiles Yprésiennes à Doel ont été réalisés au laboratoire par Aertsens et al. (2005) et Van Marcke et Laenen (2005). Les résultats sont présentés sur la Figure 4-35 sous forme de profil de conductivité hydraulique *k*. Les valeurs de *k* des Argiles Yprésiennes à Kallo déterminées dans cette étude pour des indices des vides équivalents à ceux initiaux $e = e_0$ sont aussi reportées sur cette figure. Les profondeurs D_K des carottes sur le site de Kallo sont converties

en profondeurs “équivalentes” D_{KD} suivant la formule (4.1). Une bonne concordance entres les deux études est obtenue pour la partie inférieure du membre Roubaix et le sommet du membre Orchies. Les valeurs de la conductivité hydraulique *k* de YK43 sont nettement plus élevées que celles rapportées par Aertsens et al. (2005). Des informations géologiques plus détaillées ou des caractérisations géotechniques plus complètes sur toute l’épaisseur des Argiles Yprésiennes sont donc nécessaires pour comparer les résultats entre les deux sites. Des corrélations avec des enregistrements de rayon Gamma, de calipers, de résistivité, *etc.* au lieu d’une simple “conversion” de profondeur par la formule (4.1) permettront aussi de raffiner la comparaison. Ces informations ne sont malheureusement pas disponibles actuellement.

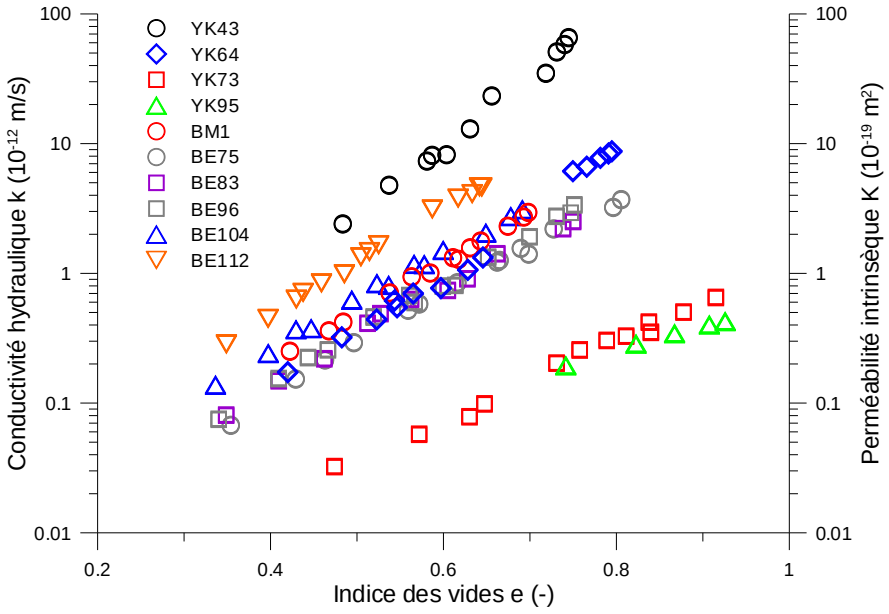


Figure 4-36 : Comparaison de la perméabilité entre les Argiles de Boom et Yprésiennes

La Figure 4-36 compare la conductivité hydraulique *k* et la perméabilité intrinsèque *K* entre les Argiles de Boom et Yprésiennes. On observe que la perméabilité de YK64 est similaire à celle de BM1 et (BE75, 83, 96 et 104). La perméabilité de YK43 est la plus élevée, suivie par celle de BE112 qui est nettement supérieure à celles de BM1 et de (BE75, 83, 96 et 104). YK73 et YK95 sont toujours largement moins perméables que les autres. Rappelons que les densités de YK73 et de YK95 sont clairement plus petites que celles des autres carottes.

4.3.2. Comportement isotrope

Tous les essais de compression isotrope sur les Argiles de Boom et Yprésiennes sont réalisés sur la cellule HP2 (*c.f.* chapitre 2) sauf YK43Is1 qui est effectué sur la cellule HP3 avec des mesures de déformation locale par LVDTs.

4.3.2.1. Argile de Boom

Les courbes de compression isotrope *e* – Log*p'* sont présentées sur la Figure 4-37 pour l'Argile de Boom à Mol (essais BM2Is1) et sur la Figure 4-38 pour l'Argile de Boom à Essen (essais BE75Is1). Les résultats des autres carottes d'Argile de Boom à Essen sont donnés en annexe I.

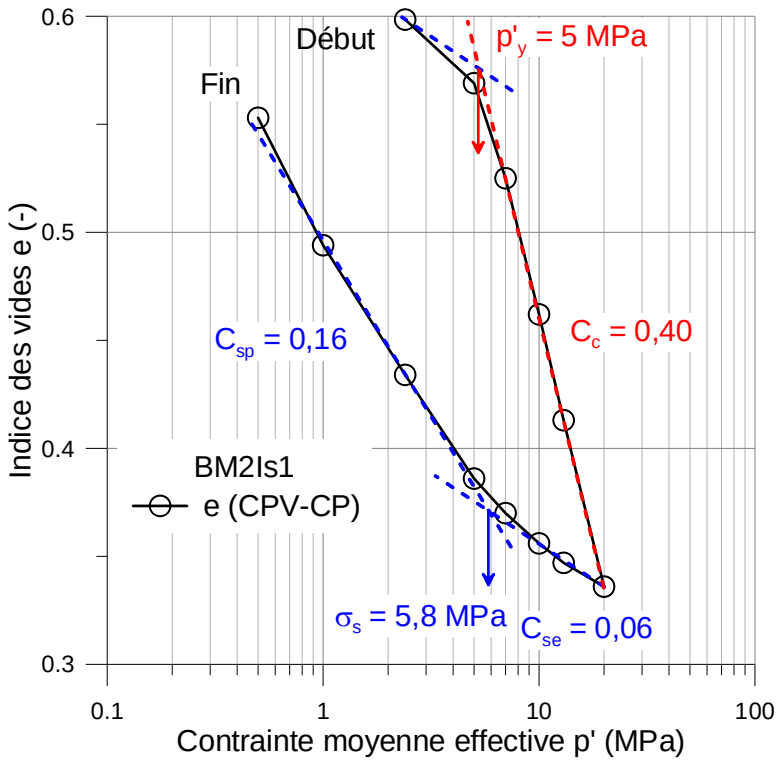


Figure 4-37 : Courbe de compression isotrope de l'essai BM2Is1

D'un côté, l'Argile de Boom à Mol (Figure 4-37) présente une limite élastique p'_y = 5 MPa (*YSR* = 2,2) ; ceci est (i) du même ordre de grandeur que celles obtenues dans d'autres études : Coll (2005) et Le (2008) avec p'_y = 5 MPa pour BM à 223 m de profondeur ; Baldi et al. (1987) avec p'_y = 6 MPa pour BM à 240 m de profondeur ; et (ii) bien supérieure à celles

obtenue par Baldi et al. (1991), Sultan (1997) et Sultan et al. (2010) (*c.f.* paragraphe 1.3.7.1). En utilisant la limite élastique en condition œdométrique σ_y = 5,59 MPa (Tableau 4-3) et en supposant une égalité des contraintes moyennes aux limites élastiques en conditions isotrope et œdométrique, le coefficient des pressions de terre au repos K_0 de l'Argile de Boom à Mol peut être déterminé avec la formule suivante :

$$K_0 = \frac{3p'_y/\sigma_y - 1}{2} = 0,84 \qquad (4.4)$$

Cette valeur de K_0 est comparable avec celle obtenue par Horseman et al. (1987) de K_0 = 5/6 = 0,83 (*c.f.* paragraphe 1.3.7.1).

De l'autre côté, l'Argile de Boom à Essen, BE75 par exemple (Figure 4-38), ne montre pas de changement de pente jusqu'à une pression de confinement effective p' = 20 MPa. Les limites élastiques sont proche de la contrainte *in situ* moyenne effective $p'_y = \sigma'_{v0} \approx$ 2,4 MPa (K_0 supposé égal à 1). Cette différence entre l'Argile de Boom à Mol et l'argile à Essen en condition isotrope est aussi observée en condition œdométrique (*c.f.* paragraphe 4.3.1.6.3).

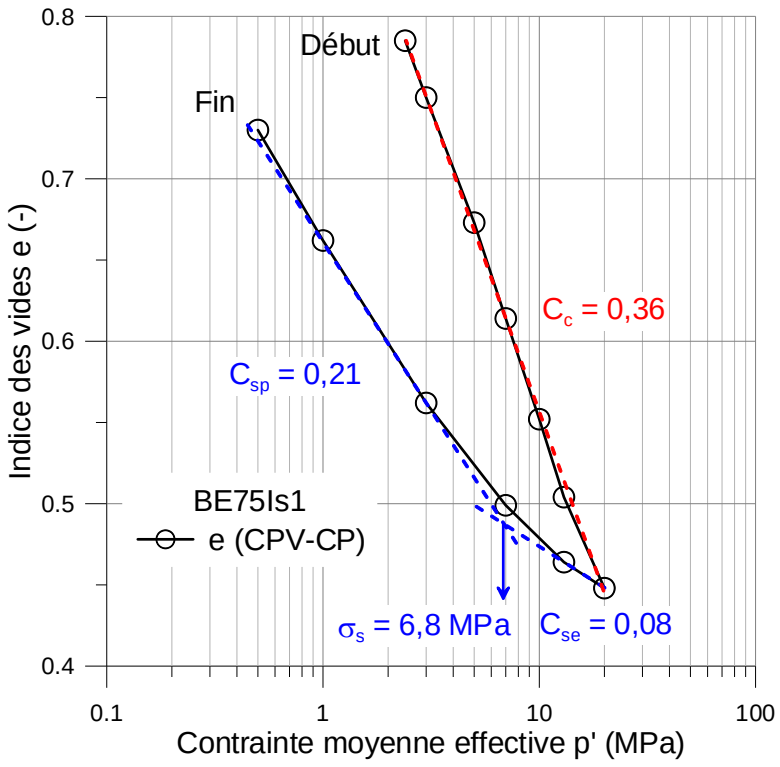


Figure 4-38 : Courbe de compression isotrope de l'essai BE75Is1

Pendant le déchargement à partir de p' = 20 à 0,5 MPa, les courbes e – logp' sont comme celles des essais œdométriques, presque bi-linéaires (*c.f.* paragraphe 4.3.1.4). L'indice de compression C_c, les deux pentes de gonflement moyennes C_{se}, C_{sp} des deux parties linéaires et la pression seuil p'_s sont déterminées comme illustrent la Figure 4-37 et la Figure 4-38. Les résultats sont résumés dans le Tableau 4-4.

4.3.2.2. Argiles Yprésiennes

Les déformations locales axiale ε_a et radiale ε_r à la mi-hauteur de l'éprouvette (*c.f.* paragraphe 2.4.5) pour l'essai YK43Is1 sont présentées sur la Figure 4-39, en fonction du temps et suivant les évolutions de la pression de confinement p_c, de la contre-pression p_{CP} et de leur différence p'_c. Notons que ces valeurs de ε_a et ε_r sont des moyennes des mesures par respectivement deux LVDTs axiaux et trois LVDTs radiaux. La déformation volumique locale à la mi-hauteur de l'éprouvette est calculée suivant la formule : $\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r$. La déformation volumique globale est déterminée par le biais de l'échange d'eau entre le CPV-CP et l'éprouvette. Ces deux mesures de ε_v de l'éprouvette sont aussi reportées sur la Figure 4-39. La fluctuation de la déformation volumique globale (avec CPV-CP) est due à la variation de la température dans la salle d'essai. Malgré cela, les deux mesures montrent un bon accord, sauf pour le dernier palier de déchargement.

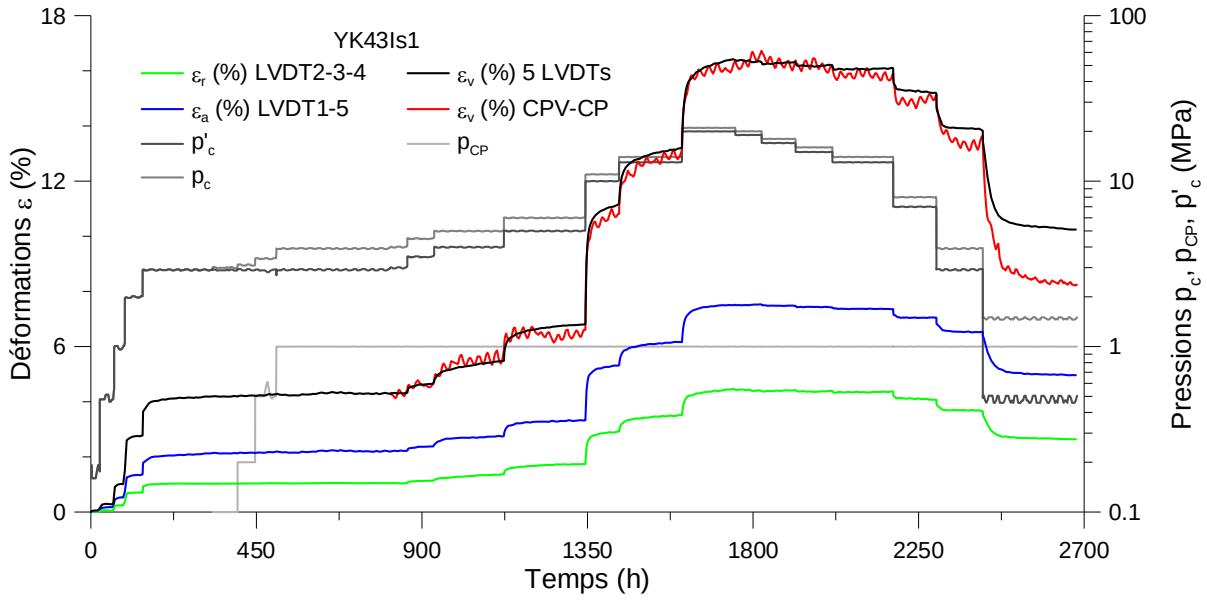


Figure 4-39 : Variation des déformations locales axiale ε_a et radiale ε_r, des déformations volumiques ε_v locale et globale et l'évolution des pressions (p, p_{CP}, p') dans l'essai YK43Is1

Les courbes de ε_a – et ε_r – logp' de l'essai YK43Is1 sont présentées sur la Figure 4-40. La comparaison entre ces deux courbes montre clairement l'anisotropie de YK43 en raison d'une orientation préférentielle des particules dans la direction parallèle au litage. On observe ainsi que sous p' = 20 MPa, ε_r = 4,4 % et ε_a = 7,5 % ou 1,7ε_r. Cette caractéristique est typique des formations géologiques en profondeur. Vu que l'orientation préférentielle des particules pour les carottes BM, BE83 et (YK73, 95) est plus claire que celle de YK43 (*c.f.* paragraphe 3.6.1), des différences plus importantes entre ε_r et ε_a sous un chargement isotrope sont attendues. En effet, avec un essai isotrope sur l'Argile de Boom à Mol à 223 m de profondeur avec des mesures de déformations locales, Coll (2005) a obtenu ε_r = 5,5 % et ε_a = 15 % ≈ 3ε_r sous p' = 32 MPa (bien supérieure à p'_{max} = 20 MPa dans l'essai YK43Is1).

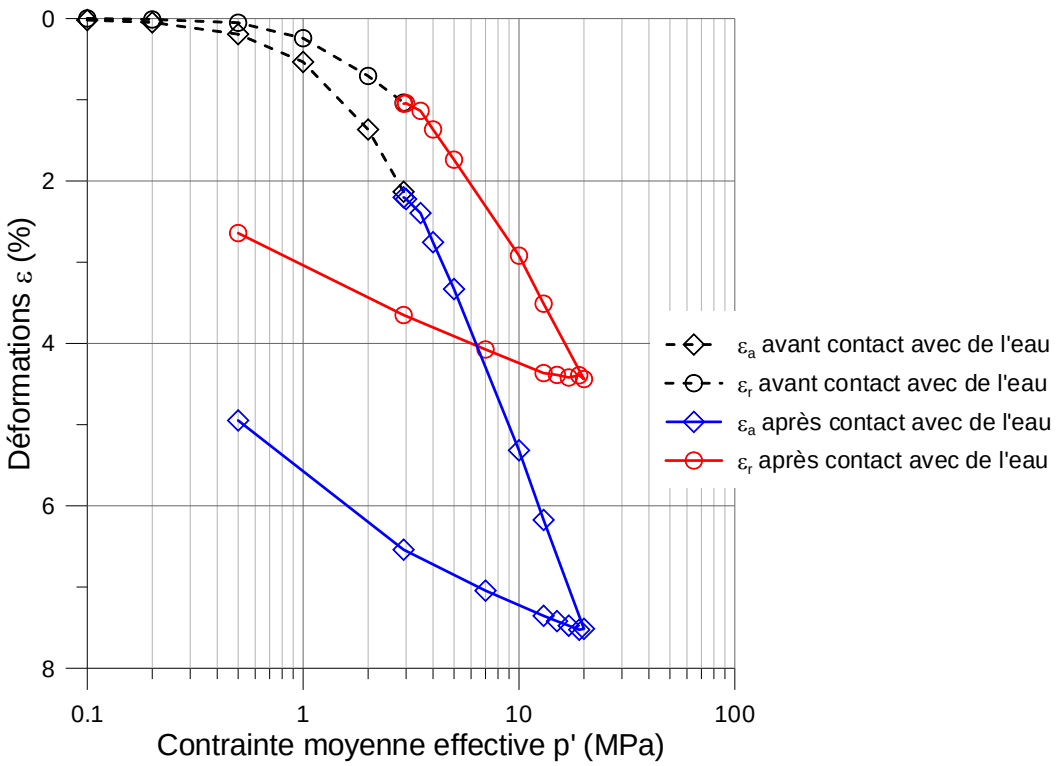


Figure 4-40 : Courbes ε_a – et ε_r – logp' de l'essai YK43Is1

Les courbes de compression isotrope de l'essai YK43Is1 avec des indices des vides e déduits des mesures volumiques locale et globale sont présentées sur la Figure 4-41. La déformation volumique (locale) à la fin du chargement initial sans contact avec de l'eau jusqu'à p' = σ'_{v0} (supposé K_0 = 1), ε_v = 4,2 %, est comparable avec celles des essais œdométrique (YK43O1, 2). La mise en contact avec de l'eau et l'application d'une contre-

pression p_{CP} = 1 MPa n'engendrent qu'une légère compression de $\Delta\varepsilon_v$ = 0,1 %. Cela indique que la succion, s'il existe initialement, s'est annulée sous $p' = \sigma'_{v0}$. La limite élastique p'_y = 3,92 MPa est légèrement inférieure à σ_y = 4,4 MPa observée en condition œdométrique. Ces deux limites élastiques donnent, suivant la formule (4.4) un coefficient K_0 = 0,84 qui est égal à celui de l'Argile de Boom à Mol (*c.f.* paragraphe 4.3.2.1).

La courbe de compression isotrope de l'essai YK73 réalisé à l'aide de la cellule HP2 est donnée en annexe I. La limite élastique est pratiquement égale à la contrainte *in situ* effective $p'_y = \sigma'_{v0}$. Ce comportement est différent avec celui en condition œdométrique qui montre une limite d'élastique σ_y = 5,25 correspondant à *YSR* = 1,6 (Tableau 4-3).

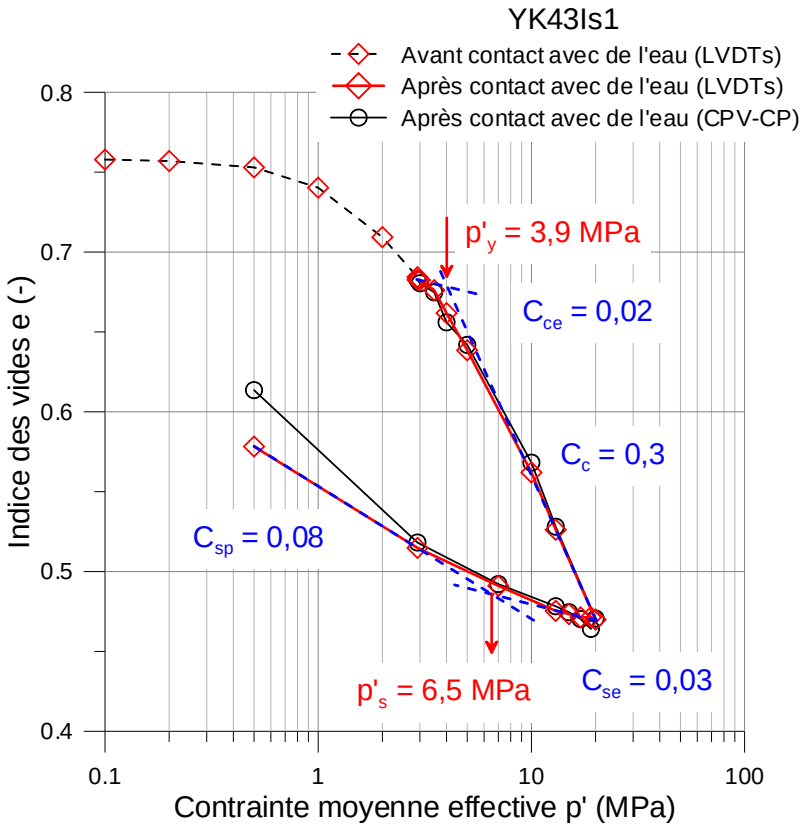


Figure 4-41 : Courbes de compression isotrope d'YK43Is1 avec LVDTs et CPV-CP

Pendant le déchargement, on observe toujours que la forme des courbes e – logp' sont aussi bi-linéaire avec les deux pentes différentes C_{se} et C_{sp} des deux parties séparées par une pression seuil p'_s. Les valeurs de ces paramètres et de C_c pour (YK43, 73) sont présentées au Tableau 4-4.

Les pressions seuils et les indices des vides initiaux pour les chemins de déchargement (p'_s, e_i) des essais isotropes sur les Argiles de Boom et Yprésiennes sont reportées sur la Figure 4-16 pour BE, la Figure 4-17 pour BM et la Figure 4-18 pour YK et YD ensemble avec les résultats à l'œdomètre. On observe sur ces figures que les résultats en conditions isotrope (p'_s, e_i) et œdométrique (σ_s, e_i) sont cohérents.

Les indices de compression isotrope C_c sont comparables avec ceux déterminés par les essais œdométriques (Tableau 4-3). La valeur de ce paramètre pour l'Argile de Boom à Mol dans cette étude, C_c = 0,42, est plus petite que celle rapportée par (Coll, 2005) : C_c = 0,504.

Les pentes de gonflement C_{se} et C_{sp} de YK43 et de BE112 sont nettement plus petites que celles des autres. Ceci est en accord avec la minéralogie de ces deux carottes avec moins de fraction argileuse par rapports aux autres.

Tableau 4-4 : Paramètres des Argiles de Boom et Yprésiennes par essais de compression isotrope

	YK43	YK73	BM1	BE75	BE83	BE104	BE112
C_{se} (-)	0,03	0,09	0,07	0,08		0,08	0,05
C_{sp} (-)	0,08	0,21	0,16	0,21		0,17	0,09
C_c (-)	0,30	0,47	0,42	0,36	0,31	0,38	0,25
p'_y (MPa)	3,92		5,30			3,05	
p'_s (MPa)	6,5	4,1	5,8	6,8		5,9	3,6

4.4. Discussions

4.4.1. Etat initial et remise à l'état de contraint *in situ*

4.4.1.1. Argile de Boom

La Figure 4-42 présente la courbe de rétention d'eau de l'Argile de Boom à Mol à 223 m de profondeur, obtenue par Le (2008) et Le et al. (2008) et confirmée par Lima (2011) et Lima et al. (2012). L'état hydrique initial (point A) ainsi que son évolution (ligne AB) due

au séchage pendant le stockage (depuis 2002 à 2005) sont aussi estimés par les auteurs (*c.f.* paragraphe 1.3.7.1). Vu les similarités granulométrique et minéralogique entre l'Argile de Boom à Mol (223 m de profondeur) et l'argile à Essen (BE75, 83, 96, 104), on pourrait supposer que l'Argile de Boom à Essen a une courbe de rétention d'eau similaire à celle de Mol.

Pour l'Argile de Boom à Mol (BM1 dans la présente étude), la teneur en eau initiale est $w_0 \approx 23{,}5$ %, entre la valeur *in situ* de $w_{0in} \approx 25$ % (EURIDICE, 2007) et celles des échantillons déterminées par Le (2008) $w_0 \approx 21$ %. Suivant la Figure 4-42, la succion initiale des éprouvettes œdométriques d'Argile de Boom à Mol dans la présente étude devrait être de 2 – 3 MPa. Cette succion initiale s_0 est presque la même que les mesures par psychromètre réalisées par Lima et al. (2012) : s_0 = 2 – 2,5 MPa sur des échantillons d'Argile de Boom à des teneurs en eau initiales w_0 similaires. De plus, il est intéressant de noter qu'il y a une petite différence en terme de la teneur en eau initiale de l'Argile de Boom à Mol entre la carotte (BM1) avec w_0 = 23,5 % et le bloc (BM2) avec w_0 = 22,5 %. Cela indique que la carotte maintient mieux la teneur en eau que le bloc.

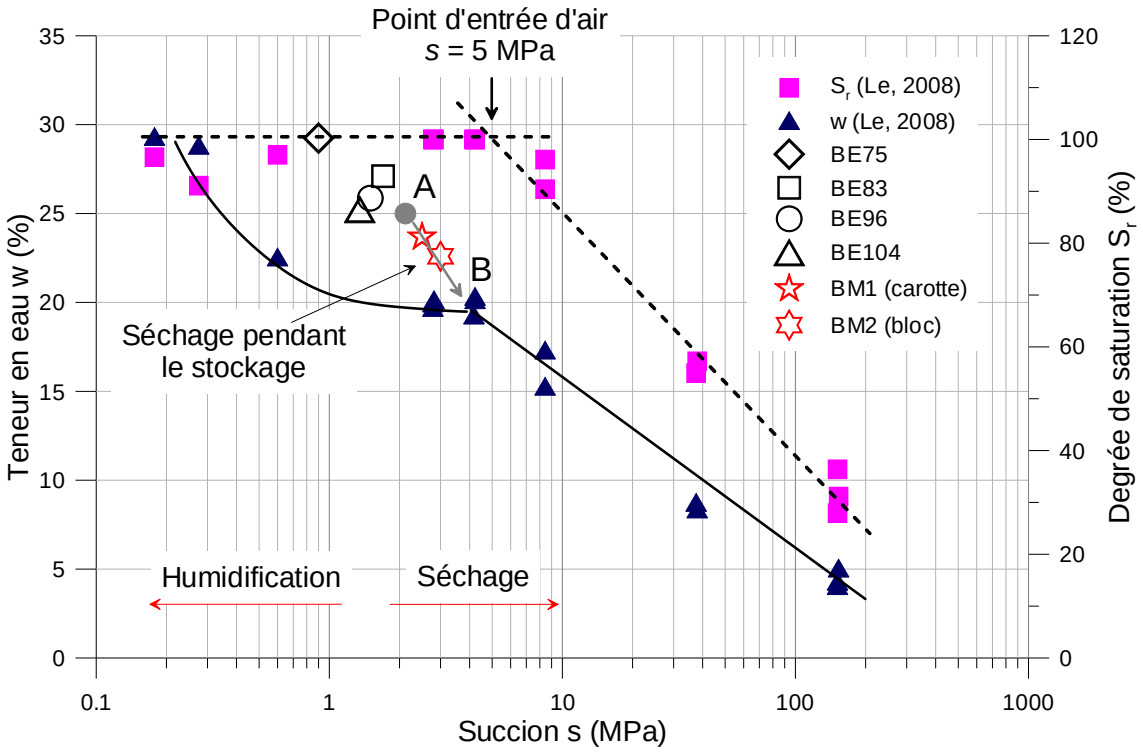


Figure 4-42 : Estimations des états hydriques initiaux de l'Argile de Boom

La teneur en eau initiale des carottes d'Argile de Boom à Essen (BE83, 96, 104) est de w_0 = 26 – 27 %, correspondant à une succion initiale s_0 = 1 – 1,5 MPa. La carotte BE75 étant légèrement plus humide (w_0 = 30 %), elle a une succion initiale s_0 < 1 MPa. La différence en teneur en eau initiale w_0 entre les carottes d'Argile de Boom à Mol (prélevées à l'endroit proche de la paroi de l'URL) et à Essen (prélevées dans le forage) pourrait être due, en plus de la variation latérale des propriétés géotechniques (*c.f.* chapitre 3), au séchage par ventilation appliquée dans l'URL à Mol.

Le (2008) et Le et al. (2011) ont réalisé une série d'essais œdométriques à basse pression (0,05 – 1,6 MPa) avec suivi de succion sur l'Argile de Boom à Mol dont les succions initiales ont été réduites à s_0 = 180 – 600 kPa (par remouillage) correspondant à S_{r0} = 91 – 96 %. Pendant le chargement, ils ont observé que la succion initiale diminue à zéro à partir des contraintes verticales $\sigma_{v|s=0}$ = 460 – 1200 kPa. Cela signifie que quand $\sigma_v < \sigma_{vu}$, l'eau n'est pas encore expulsée de l'éprouvette, *i.e.* la compression est "non-drainée" engendrant de petites déformations volumiques avec de faibles pentes de compression c'_c. En revanche, quand $\sigma_v > \sigma_{vu}$, la compression devient "drainée" puisque l'eau commence à être expulsée, donnant lieu à des déformations plus importantes avec des valeurs plus grandes de c'_c. Le changement de pentes de compression c'_c pourrait donc être considéré comme un indicateur du degré de saturation et de la succion. Ce mode de variation de la pente de compression c'_c est aussi observé dans tous les essais œdométriques sur les BE et YK. Cela indique que ces éprouvettes ont été toutes saturées avant $\sigma_v = \sigma'_{v0}$ lors du chargement initial sans contact avec de l'eau.

Supposons que l'éprouvette reste saturée pendant le déchargement et que toute l'eau ayant été expulsée à la fin du chargement initial réside dans les papiers filtres et les pierres poreuses. A cause du manque d'eau, le gonflement pendant le déchargement devrait être limité à l'indice des vides $e_{|s=0}$ correspondant à la contrainte $\sigma_{v|s=0}$ sur le chemin de chargement initial. Autrement dit, le déchargement est presque "non-drainé" et le gonflement est correspond à un rebondissement élastique. La déformation finale du déchargement dépend alors de la quantité d'eau disponible pour le gonflement de l'argile. Ainsi, l'évolution de la pente de gonflement c'_s devient un indicateur pour la fin du gonflement en déchargement. Notons que les cellules œdométriques utilisées dans le présent travail n'ont malheureusement pas été dotées de système d'anti-évaporation. L'eau stockée dans le papier filtre et la pierre poreuse aurait partiellement perdue par évaporation.

Pour le premier déchargement des essais à basse pression de (BE75, 83, 96, 104) (partie B-C sur la Figure 4-6), on observe que la pente de gonflement c'_s du premier, et quelques fois du deuxième palier est clairement plus grande que celles des paliers suivants à faibles contraintes σ_v. Ces dernières pentes sont en effet quasiment horizontales, faute d'eau pour le gonflement de l'éprouvette. On peut considérer donc que l'indice des vides final du premier déchargement (point C) est égal à l'indice des vides à succion nulle sur le chargement initial (chemin A-B) : $e_C = e_{AB|s=0}$. La contrainte pour la succion nulle $\sigma_{vAB|s=0}$ pendant le chargement initial peut donc être déterminée. Pour les carottes (BE75, 83, 96, 104), cette contrainte est de $\sigma_{vAB|s=0}$ = 1 – 2 MPa. Tenant compte de la quantité d'eau évaporée, les valeurs "réelles" de la contrainte verticale $\sigma_{vAB|s=0}$ correspondant à $e_{AB|s=0}$ "réel" devraient être encore plus petites. Ces observations confirment encore une fois l'état saturé avec S_r = 100 % et succion nulle à la fin de la phase de chargement (– déchargement – rechargement) sans contact avec de l'eau pour (BE75, 83, 96, 104) et tous les YK.

L'Argile de Boom à Mol (essai BM1O2) n'a pas montré de changements marqués des pentes de compression c'_c pendant le chargement (A-B) et le rechargement (C-D), ni pour la pente de gonflement c'_s pendant le déchargement (B-C) (Figure 4-7). Cela indique (i) que l'eau n'a pas été expulsée de l'éprouvette ou bien la succion reste toujours positive (cela n'exclut pas un degré de saturation S_r = 100 %) ; et (ii) que le chemin de chargement – déchargement – rechargement (A-B-C-D) entre σ_v = 0,05 – 2,4 – 0,05 – 2,4 MPa sans contact avec de l'eau sur l'Argile de Boom à Mol est "non-drainé". En effet, la pente de compression du chargement initial (A-B) est c'_c = 0,03 ; la pente de gonflement du déchargement (B-C) et celle de compression du rechargement (C-D) sont $c'_s = c'_c$ = 0,01. L'écart entre les pentes du chargement initial (A-B) et du cycle déchargement – rechargement (B-C-D) est probablement dû au jeu entre l'éprouvette et la cellule lors du montage de l'essai. Dans l'essai à haute pression (BM1O1), l'éprouvette a été chargée jusqu'à σ_v = 3,4 MPa, bien au-delà de la contrainte *in situ* effective verticale σ'_{v0} = 2,4 MPa. Malgré cela, la pente de compression (d'un seul palier de σ_v = 0,21 à 3,4 MPa) c'_c = 0,02 est dans la gamme des pentes de l'essai à basse pression $c'_{c(AB)}$ = 0,03 et $c'_{s(BC)} = c'_{c(CD)}$ = 0,01. Ceci indique que la partie AB de l'essai à haute pression présente le même mécanisme de déformation que celui de la partie ABCD de l'essai à basse pression, *i.e.* la succion reste encore positive et la compression est "non-drainée" (bien que S_{r0} = 100 %).

Le (2008) et Le et al. (2011) ont obtenu pour l'Argile de Boom à Mol des corrélations linéaires entre les variations de succion et de contrainte verticale pendant le chargement : $\Delta s/\Delta\sigma_v$ = -0,45 ÷ -0,56 (dépend de la succion initiale s_0). Avec une succion initiale s_0 = 2 – 3 MPa (w_0 = 23,5 %), une contrainte verticale $\sigma_{vAB|s=0}$ = 3,6 – 6,7 MPa est nécessaire pour ramener la succion initiale s_0 à zéro pendant le chargement (A-B) dans les essais (BM1O1, 2) (Figure 4-7). Pour l'Argile de Boom à Essen (BE75, 83, 96, 104), les succions initiales s_0 = 1 – 1,5 MPa diminuent à zéro quand l'éprouvette est chargée jusqu'à une contrainte verticale $\sigma_{vAB|s=0}$ = 2 – 3 MPa. Cette gamme de contrainte verticale $\sigma_{vAB|s=0}$ pour l'Argile de Boom à Essen est cohérente avec celle déterminée précédemment.

Suivant Graham (1990) et Graham et al. (1987), aucun gonflement ne devrait avoir lieu quand on sature le système de drainage sous $\sigma_v \geq \sigma_{vAB|s=0}$. La contrainte verticale choisie $\sigma_v = \sigma'_{v0} \approx$ 2,4 MPa pour saturer les conduits dans les essais œdométriques sur l'Argile de Boom à Essen est effectivement dans la gamme : $\sigma_{vAB|s=0}$ = 2 – 3 MPa. Des compressions légères produites pendant la saturation des conduits des éprouvettes d'Argile de Boom à Essen (Figure 4-11) confirment que la succion a bien été ramenée à zéro avant cette phase de saturation pour (BE75, 83, 96, 104).

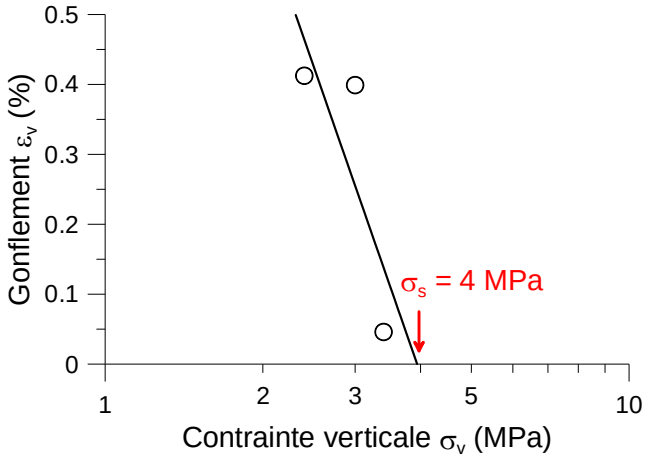


Figure 4-43 : Estimation de la contrainte de gonflement de l'Argile de Boom à Mol

Par contre, pour l'essai BM1O2, la valeur de la contrainte verticale $\sigma_v = \sigma'_{v0} \approx$ 2,4 MPa sous laquelle les conduits sont saturés est clairement en dessous de l'intervalle de $\sigma_{vAB|s=0}$ = 3,6 – 6,7 MPa. Ceci explique le gonflement relativement important produit pendant cette phase : $\Delta\varepsilon_a$ = -0,41 %. Dans l'essai à haute pression BM1O1, la saturation des conduits

se produit sous une contrainte verticale σ_v = 3,4 MPa, au-delà de la contrainte *in situ* $\sigma'_{v0} \approx$ 2,4 MPa, mais encore juste en dessous de la borne inférieure de la gamme de $\sigma_{vAB|s=0}$ = 3,6 – 6,7 MPa. Le gonflement a pourtant lieu pendant cette phase avec $\Delta\varepsilon_a$ = -0,05 %. Mais cette valeur est nettement plus faible que celle de l'essai à basse pression.

Lors d'un essai œdométrique sur l'Argile de Boom à Mol (extraite en bloc à 223 m de profondeur), Lima (2011) a saturé le système des conduits sous une contrainte verticale σ_v = 3 MPa et a observé aussi un gonflement $\Delta\varepsilon_a$ = -0,40 %. En combinant ce gonflement avec les deux autres obtenus dans les essais (BM1O1, 2) et suivant la méthode "chargement – humidification" (Figure 1-26a), la contrainte de gonflement de l'Argile de Boom à Mol intacte est estimée à σ_s = 4 MPa (Figure 4-43). La contrainte de gonflement déduite de l'essai œdométrique sur l'Argile de Boom à Mol par Lima (2011) selon la méthode "pré-consolidation" (Figure 1-26b) est σ_s = 3,7 MPa. Ces deux valeurs sont très proches et dans la gamme de $\sigma_{vAB|s=0}$ = 3,6 – 6,7 MPa.

Les deux valeurs ci-dessus de la contrainte de gonflement σ_s = 3,7 – 4 MPa sont pourtant nettement supérieures à celle déterminée suivant la méthode "chargement – humidification" par Coll et al. (2008) : σ_s = 0,5 – 2 MPa (*c.f.* paragraphe 1.3.7.1). En fait, Coll et al. (2008) ont précisé que les blocs d'Argile de Boom à Mol ont été stockés avant les essais dans une chambre à humidité relative élevée H_r = 99 % et que les teneurs en eau initiales des échantillons sont assez élevées w_0 = 22 – 27 % vis-à-vis celles mesurées sur place par EURIDICE (2007). Ce type de stockage a probablement conduit au gonflement de l'argile, diminuant ainsi sa pression de gonflement.

En condition isotrope, la pression de gonflement p_s déterminée avec la méthode "chargement – humidification" varie d'une étude à l'autre : p_s = 0,48 MPa (Sultan, 1997 ; Sultan et al., 2010) ; 0,8 – 0,9 MPa (Sultan et al., 1998) ; > 2,5 MPa (Le, 2008). Même pour une étude donnée (Coll, 2005), la pression de gonflement p_s et la déformation $\Delta\varepsilon_v$ pendant la saturation des conduits sont différentes pour les essais différents. La valeur de la contrainte σ_s ou pression p_s de gonflement, la contrainte verticale $\sigma_{vAB|s=0}$ (pour annuler la succion) et la déformation $\Delta\varepsilon_v$ pendant la phase de saturation des conduits pour l'Argile de Boom dépendent donc de (i) la teneur en eau initiale w_0 ou la succion correspondante s_0 ; et (ii) le chemin de chargement et donc l'évolution de la succion s.

Escoffier (2002), Homand et al. (2006), Mohajerani (2011) et Mohajerani et al. (2011) ont re-saturé l'argilite de COx (*c.f.* paragraphe 1.3) à l'œdomètre sous différentes contraintes verticales σ_v = 4 – 12 MPa avec de l'eau synthétique. Notons que la contrainte *in situ* verticale effective est de σ'_{v0} = 8 – 10 MPa. Ils ont tous observé des gonflements, même sous σ_v = 12 MPa. De plus, Mohajerani (2011) et Mohajerani et al. (2011 ont trouvé que le gonflement $\Delta\varepsilon_v$ lors de la re-saturation ne diminue pas avec l'augmentation de la contrainte verticale σ_v. Ces auteurs ont attribué la variation du gonflement $\Delta\varepsilon_v$ de l'argilite de COx lors de la re-saturation au développement des fissures qui mobiliseraient l'effet de la fraction d'argile gonflante. Ce phénomène explique d'ailleurs la capacité d'auto-cicatrisation des argilites de COX (Bure, France) et d'Opallinus (Mont Terri, Suisse) ainsi que l'Argile de Boom (Mol, Belgique) comme ce qui est observé localement avec des techniques de corrélation d'image (Bornert et al., 2010 ; Valès, 2008).

La cinétique de déformation de BE112 dans l'essai BE112O2 (Figure 4-8) pendant le chargement – déchargement – rechargement initial sans contact avec de l'eau (A-B-C-D) est totalement différente des autres (*c.f* paragraphe 4.3.1.1.1). Le point d'apparition de la succion zéro lors du chargement initial (A-B), comme interprété ci-dessus, correspond à $\sigma_{vAB|s=0} \approx$ 400 kPa et $e_{AB|s=0}$ = 0,642.

La pente de gonflement du premier palier de déchargement (B-C) c'_s = 0,03 est pratiquement la même que celle des autres carottes d'Argile de Boom à Essen. Cette valeur de c'_s est la plus petite pendant le déchargement (B-C) pour BE112 (Figure 4-8) mais la plus grande pour (BE75, 83, 96, 104). Quand la contrainte verticale σ_v diminue, la pente c'_s de BE112 augmente nettement comme si l'eau stockée dans les papiers filtres et dans les pierres poreuses revient vers le sol pour participer à son expansion. En effet, l'indice des vides à la fin du déchargement (B-C) e_B = 0,603 est clairement inférieur à $e_{AB|s=0}$ = 0,642. Cette différence signifie que malgré une éventuelle perte par évaporation, l'eau expulsée pendant le chargement initial est largement suffisante pour le gonflement de l'éprouvette pendant le déchargement suivant. La similarité entre les boucles de déchargement – rechargement avant (B-C-D) et après (E-F-G) la saturation des conduits confirme cette interprétation.

La compression du chargement initial (A-B) jusqu'à $\sigma_v = \sigma'_{v0}$ = 2,4 MPa dans l'essai BE112O2, ε_{vB2} = 12,2 %, est nettement supérieure à celle de l'essai BE112O1 : ε_{vB1} = 4,8 %. Il paraît qu'il existe une hétérogénéité "locale" de l'Argile de Boom au niveau de l'éprouvette de l'essai BE112O2. Pourtant, la différence dans la phase de chargement – déchargement –

rechargement (A-B-C-D) sans contact avec de l'eau entre BE112 et les autres carottes provient aussi de l'hétérogénéité verticale "globale" de l'Argile de Boom à Essen : (i) la microstructure de BE112 est plutôt du type "agrégat" (Figure 3-23) que "matrice" comme celle pour les autres profondeurs ; (ii) la granulométrie de BE112 est plus grossière et uniforme (Figure 3-14). Ainsi, la succion s_{0in} créée par le prélèvement de BE112 devrait être plus faible que celle des autres carottes (Lima et al., 2012). La contrainte verticale $\sigma_{v|s=0}$ nécessaire pour ramener cette succion initiale à zéro dans un essai œdométrique devrait aussi être plus faible (Le et al., 2011). En réalité, la valeur $\sigma_{vAB|s=0} \approx 400$ kPa observée confirme bien cela.

4.4.1.2. Argiles Yprésiennes

En se basant sur la courbe de rétention d'eau des Argiles Yprésiennes YK83 (Lima, 2011 ; Lima et al., 2012) (*c.f.* paragraphe 1.3.7.2), la teneur en eau initiale des éprouvettes œdométriques de (YK73, 95) $w_0 \approx 30$ % devrait correspondre à une succion initiale $s_0 \leq 1$ MPa. Suivant la description lithostratigraphique, les limites de consistance, la minéralogie et la granulométrie des Argiles Yprésiennes (*c.f.* chapitre 3), (YK73, 83, 95) sont similaires, ce qui permet d'utiliser la courbe de rétention d'eau déterminée sur YK83 pour interpréter l'état hydrique de YK73 et YK95. La succion initiale mesurée sur YK83 à $w_0 = 26$ %, $S_{r0} = 94 – 98$ % par Pina (2011), $s_0 = 2$ MPa, est tout-à-fait cohérente avec la limite $s_0 \leq 1$ MPa de YK73 et YK95 à $w_0 = 30$ %. Ces valeurs de la succion initiale s_0 des Argiles Yprésiennes sont proches de celles de l'Argile de Boom à Essen mais plus petites que celles de l'Argile de Boom à Mol ; ceci malgré des profondeurs plus importants, des teneurs en argiles et en smectites plus élevées et des degrés de saturation initiaux S_{r0} plus petits. La teneur en eau des Argiles Yprésiennes reste pourtant plus élevée que celle de l'Argile de Boom.

Pour l'Argile de Boom à Mol, Le (2008) et Lima (2011) ont obtenu un point d'entrée d'air à $s = 5$ MPa (Figure 4-42). Pour les Argiles Yprésiennes à Kallo YK83, Lima (2011) et Lima et al. (2012) ont observé, en plus d'un point d'entrée d'air à une succion assez faible $s = 3$ MPa, une succion plus élevée, $s = 8$ MPa, en se basant sur la courbe de rétention d'eau (Figure 1-40). Lima et al. (2012) a attribué cette différence entre les deux sols à la porosité double-modale des Argiles Yprésiennes (Figure 3-31), différente de la porosité mono-modale de l'Argile de Boom (Figure 3-29). Cela explique aussi la faible succion initiale s_0 et le faible degré de saturation initial S_{r0} des Argiles Yprésiennes par rapport à l'Argile de Boom.

Vu que les Argiles Yprésiennes de YK43 et YK64 (i) présentent une granulométrie plus grossière et une microstructure plutôt du type “agrégat” avec une dominance des méso-pores, (ii) contiennent moins d’argiles et de smectites, et (iii) se situent à des profondeurs plus faibles, leurs succions initiales s_0 devraient être plus faibles que celles de (YK73, 95) : s_0 < 1 MPa.

Pendant le chargement initial (A-B sur la Figure 4-9 et la Figure 4-10), supposons que la corrélation entre les variations de la succion et de la contrainte verticale pour les Argiles Yprésiennes est la même que pour l’Argile de Boom (Le, 2008 ; Le et al., 2011), une contrainte verticale σ_v < 3 MPa est suffisante pour ramener les succions initiales s_0 < 1 MPa des Argiles Yprésiennes à zéro. Ces argiles à la fin du chargement initial jusqu’à la contrainte *in situ* effective verticale $\sigma_v = \sigma'_{v0} \approx 3{,}2$ MPa dans les essais œdométriques (point B) sont donc saturées (*c.f.* paragraphe 4.3.1.1.2) avec succion nulle. Ceci est aussi justifié par des compressions négligeables observées pendant la phase de saturation des conduits (B-C). La double-porosité avec des méso-pores et la faible densité ainsi que la faible succion initiale des Argiles Yprésiennes (YK43, 73, 95) contribuent, en plus de la contrainte *in situ* σ'_{v0} plus forte, à leurs déformations plus importantes à la fin du chargement initial. En revanche, YK64 présente des déformations assez faibles à la fin du chargement initial $\sigma_v = \sigma'_{v0} \approx 3{,}2$ MPa dans les deux essais œdométriques : $\varepsilon_{vB} \approx 3$ %, proches de la valeur pour l’Argile de Boom à Mol avec $\sigma_v = \sigma'_{v0} \approx 2{,}4$ MPa. Cette discordance de YK64 vis-à-vis des autres carottes d’Argiles Yprésiennes nécessite des caractérisations et des analyses plus approfondies.

La différence entre les déformations à fin du chargement initial (A-B) de YK43O1 et YK43O2 (Figure 4-9) (respectivement $\varepsilon_{vB1} = 5{,}6$ % et $\varepsilon_{vB2} = 7{,}8$ %) est due à la technique expérimentale (*c.f.* chapitre 2) et à la microstructure de cette carotte elle-même (*c.f.* paragraphe 3.6). En effet, comme YK43 est plus grossière qui contient moins d’argiles et surtout d’argile gonflante, elle a une microstructure du type “agrégat”, et sa succion initiale s_0 serait très faible. Par conséquent, la contrainte verticale $\sigma_{vAB|s=0}$ nécessaire pour ramener cette succion à zéro serait également faible comme dans le cas de BE112 (*c.f.* paragraphe 4.4.1.1). Pourtant, au point de départ des courbes de compression de YK43 (point A), les valeurs de l’indice des vides initial e_0, qui sont comparables pour les deux essais, correspondent aux contraintes initiales $\sigma_{vA2} = 0{,}1$ MPa dans l’essai à basse pression YK43O2 et $\sigma_{vA1} = 0{,}3$ MPa dans l’essai à haute pression YK43O1. Pour les autres carottes d’Argiles de

Boom et Yprésiennes, leurs contraintes verticales pour ramener la succion initiale à zéro sont nettement plus grandes : $\sigma_{vAB|s=0} > \sigma_{vA2}$ = 0,3 MPa ; ceci parce que leurs succions initiales sont plus élevées et leurs fractions d'argiles et d'argiles gonflantes sont plus grandes. Vu que la compression sous les contraintes verticales $\sigma_v < \sigma_{vAB|s=0}$ est "non-drainée", la différence entres σ_{vA1} et σ_{vA2} n'affecte pas significativement la position de leurs courbes de compression. En revanche, pour YK43, il apparaît que $\sigma_{vAB|s=0} < \sigma_{vA2}$ = 0,3 MPa, il y aurait eu donc une compression "drainée" avant σ_{vA2} = 0,3 MPa. La déformation sous σ_v = 0,1 – 0,3 MPa dans l'essai à basse pression YK43O2 est $\Delta\varepsilon_v$ = 1,2 %, soit 55 % de la différence ($\varepsilon_{vB2} - \varepsilon_{vB1}$ = 2,2 %). Cette $\Delta\varepsilon_v$ est aussi l'origine de la différence entre les courbes de compression des essais YK43O1 et YK43G1 qui commence à partir d'une faible contrainte verticale σ_v = 0,1 MPa comme dans YK43O2 (Figure 4-9).

4.4.2. Capacité de gonflement et compressibilité

4.4.2.1. Argile de Boom

Considérant l'indice des vides à la fin du premier déchargement après la saturation des conduits dans les essais à basse et aussi à haute pression sur l'Argile de Boom (point F et D respectivement sur la Figure 4-6), on observe toujours un contraste clair entre (BE75, 83, 96, 104) et le BE112 : e_F et $e_D > e_0$ pour les quatre premières carottes, mais e_F et $e_D < e_0$ pour la dernière. Notons que dans les essais à haute pression, la contrainte verticale pendant les déchargements ne descend qu'à σ_v = 0,21 MPa. Ceci indique la forte capacité de gonflement de l'Argile de Boom à Mol et à Essen, à l'exception de BE112. De plus, les gonflements de l'Argile de Boom à Essen (BE75, 83, 96, 104) au point F dans les essais à basse pression sont pratiquement les mêmes : ε_{vF} = -5,5 ÷ -6 %. Ceci montre l'homogénéité de ce sol dans la partie inférieure du membre Putte et dans la partie supérieure du membre Terhagen. L'Argile de Boom à Mol présente un gonflement encore plus élevée (en valeur absolue) : ε_{vF} = -9,5 % (*c.f.* paragraphe 4.3.1.3.1). Cette valeur est du même ordre de grandeur que celle obtenue par Coll (2005).

L'indice des vides initial de BM, e_0 = 0,62 – 0,63, est toujours plus petit que ceux des BE : e_0 = 0,70 – 0,77. Cette différence diminue après la saturation des conduits sous $\sigma_v = \sigma'_{v0}$ = 2,4 MPa : $e_{ins\ (BE75,\ 96)}$ = 0,68 > $e_{ins\ (BE83,\ 104)}$ = 0,62 ≈ $e_{ins\ (BM1)}$ = 0,60. Il est donc plus logique

de comparer la capacité de gonflement de BM et BE au moyen de la déformation pendant le premier déchargement (E-F) dans les essais à basse pression : $\varepsilon_{vEF} = (e_F - e_E)/(1+e_E)$. On obtient $\varepsilon_{vEF\,(BE75,\,96)}$ = -10,5 % ; $\varepsilon_{vEF\,(BE83,\,104)} = \varepsilon_{vEF\,(BM1)}$ = -12,5 %. Ces résultats de e_{ins} et ε_{vEF} indiquent que les capacités de gonflement de l'Argile de Boom à Mol et à Essen, à l'exception de BE112, sont proches.

Le rechargement (F-G) dans les essais à basse pression à σ'_{v0} = 3,2 MPa, au-delà de la limite élastique de l'Argile de Boom à Essen σ_y (Tableau 4-3), engendre des déformations plastiques. C'est pourquoi, malgré les capacités de gonflement importantes, le deuxième déchargement après la saturation des conduits (G-H) ne peut pas faire remonter l'indice des vides de (BE75, 83, 96, 104) à la valeur finale du premier déchargement $e_H < e_F$. Vu que la limite élastique de BE96 est la plus grande, sa différence ($e_F - e_H$) est la plus petite. En revanche, la limite élastique de l'Argile de Boom à Mol est supérieure à la contrainte maximale dans l'essai à basse pression, σ_y = 5,6 MPa > σ_{vmax} = 3,2 MPa. La déformation à la fin du rechargement (F-G) (σ_v = 3,2 MPa) ne se diffère pas de façon importante de celle après la saturation des conduits (σ_v = 2,4 MPa) : $\varepsilon_{vG} - \varepsilon_{vE}$ = 2,62 – 2,61 = 0,01 %. L'indice des vides à la fin du deuxième déchargement (G-H) dépasse donc celui du premier : $e_H > e_F$.

Pour l'essai BE112O2 (Figure 4-8), on observe que les boucles de déchargement – rechargement avant (B-C-D) et après (E-F-G) la saturation des conduits sont presque les mêmes. L'approvisionnement de l'eau synthétique dans cet essai n'est donc pas vraiment nécessaire. Bien que l'indice des vides après la saturation des conduite soit très faible : e_E = 0,48, le gonflement suivant (E-F) ε_{vEF} = -8,7 % n'est pas aussi fort que ceux des autres carottes d'Argile de Boom à Mol et à Essen.

D'un côté, dans tous les deux essais à basse et à haute pression, les courbes $e - \log\sigma_v$ des déchargements peuvent être considérées comme bi-linéaires. Les limites de consistence ainsi que les teneurs en argiles et en argiles gonflantes de BE112 et des autres carottes d'Argile de Boom à Essen ne sont pas significativement différentes. De l'autre côté, la granulométrie de BE112 (Figure 3-14) est plus uniforme avec des fractions de grosses particules plus importantes. La microstructure est du type "agrégat" (Figure 3-23) au lieu de type "matrice" comme pour les autres profondeurs. Toutes ces caractéristiques indiquent que malgré un indice des vides (paramètre global) initial e_0 = 0,70 proche de ceux des autres carottes, la porosité de BE112 devrait être dominé par les méso- et/ou macro-pores. Le gonflement de la phase argileuse remplirait en premier lieu l'espace des méso- et macro-

pores. Naturellement, ce remplissage qui ne provoquerait pas de variation volumique de l'éprouvette est plus important dans BE112 que dans les autres carottes d'Argile de Boom. Cela conduit à l'échelle macroscopique une capacité de gonflement plus faible.

Le chargement à des contraintes plus importantes dans les essais œdométriques à haute pression (σ_{vmax} = 32 MPa) et les essais isotropes (p'_{max} = 20 MPa) permet de déterminer les limites élastique σ_y. Les résultats montre que l'Argile de Boom à Essen est normalement consolidée puisque $p'_y = p'_0 = \sigma'_{v0}$ = 2,4 MPa (supposons que K_0 = 1) dans les essais isotropes et le rapport $YSR = \sigma_y/\sigma'_{v0}$ = 1,1 – 1,3 dans les essais œdométriques. En effet, le rapport *YSR* de l'Argile de Boom à Essen n'est que légèrement supérieur à l'unité. Ceci est plutôt lié au fluage que d'autres événements géologiques comme l'érosion ou l'évolution du niveau d'eau souterrain. En revanche, les essais BM1O1 et BM2Is1 montrent clairement que les limites élastique de l'Argile de Boom à Mol σ_y = 5,6 MPa (*YSR* = 2,5) et p'_y = 5 MPa sont bien supérieures à des contraintes *in situ* effectives. Le rechargement (F-G) à σ_v = 3,2 MPa dans l'essai œdométrique à basse pression et le chargement initial (A-B) à σ_v = 3,4 MPa dans l'essai œdométrique à haute pression, bien au-delà de σ'_{v0} , engendrent des déformations négligeables (Figure 4-7). En revanche, le dernier palier de rechargement (F-G) σ_v = 1,6 – 3,2 MPa dans les essais œdométriques à basse pression sur toutes les éprouvettes d'Argile de Boom à Essen (Figure 4-6 et Figure 4-8) entraîne des déformations importantes, provoquant une augmentation de la pente de compression c'_c. Ces différences confirment la limite élastique σ_y plus grande pour l'Argile de Boom à Mol par rapport à l'argile à Essen. De plus, les valeurs des limites élastiques σ_y et p'_y de l'Argile de Boom à Mol sont du même ordre de grandeur que celles dans la littérature (souvent appelées contrainte ou pression de préconsolidation σ'_p et p'_p). Horseman et al. (1987) ont raisonné que si ces limites élastiques ne correspondaient qu'à l'origine mécanique dans l'histoire géologique de l'Argile de Boom à Mol, *i.e.* $\sigma_y = \sigma'_p$ (ou bien *YSR* = *OCR*), la profondeur maximale dans l'histoire du lieu où se trouve actuellement l'URL aurait dû être d'environ $D_{\max}$ = 600 m. Cette valeur est difficle à imaginer avec les évidences géologiques (Figure 3.14b). Ceci confirme que l'utilisation du terme "limite élastique" est plus appropriée par rapport au terme "contrainte/pression de préconsolidation". En plus de l'effet mécanique, d'autres mécanismes d'ordre géotechnique pour les sols naturels (Figure 1-10) devraient donc être pris en compte.

L'accord entre les valeurs de l'indice de compression C_c obtenues avec les essais œdométrique (Tableau 4-3) et isotrope (Tableau 4-4) confirme la pertinence de ces résultats.

En effet, C_c = 0,41 et 0,42 pour l'Argile de Boom à Mol, C_c = 0,29 – 0,37 et 0,25 – 0,38 pour l'Argile de Boom à Essen, respectivement avec les essais œdométriques et isotropes. Ceci est logique car les courbes de compression convergent sous de fortes contraintes verticales σ_v, et avec une limite élastique σ_y plus élevée, l'Argile de Boom à Mol présente un indice de compression C_c plus grand que celui de l'Argile de Boom à Essen. Notons que l'indice des vides e_{ins} de l'Argile de Boom à Mol sous $\sigma_v = \sigma'_{v0}$ = 2,4 MPa est plus petit ou égal à ceux de l'argile à Essen. Entre les carottes d'Argile de Boom à Essen, BE112 présente les valeurs les plus petites de l'indice de compression œdométrique et isotrope C_c ; ceci est en bon accord avec sa minéralogie et granulométrie. Les valeurs de C_c de BE83 sont étonnamment plus petites que ce qu'on a estimées en considérant les valeurs plus élevées des carottes supérieure (BE75) et inférieure (BE96) (Figure 4-29). Cela pourrait être expliqué par sa limite élastique σ_y = 2,44 MPa plus petite que celle de BE75 et BE96 : σ_y = 2,69 et 3,02 MPa respectivement.

A cause du chargement, la pente de gonflement C_{sp} du déchargement suivant augmente, à relier à la rupture des liaisons inter-particulaires et au réarrangement des particules (*c.f.* paragraphes 4.3.1.5 et 4.4.3). On observe dans le Tableau 4-3 que BM1 et (BE75, 83, 96) ont des pentes de gonflement C_{sp1}, C_{sp2} et C_{sp3} similaires. Cela signifie que l'intensité de la rupture des liaisons inter-particulaires et le réarrangement des particules par le chargement sont du même ordre de grandeur pour l'Argile de Boom à Mol et à Essen. Il signifie aussi que la structure liée à la liaison inter-particulaire et à l'arrangement des particules, ne joue pas le rôle important dans la différence entre l'Argile de Boom sur ces deux sites au niveau de la limite élastique σ_y.

Notons que l'Argile de Boom à Mol étudiée dans le présent travail et dans les études rapportées dans la littérature a été prélevée en blocs, tandis que l'Argile de Boom à Essen est en carotte. Le sol est soumis, pendant le carottage, à des sollicitations en compression ou extension du au cisaillement (Baligh, 1985; Baligh et al., 1987). La limite élastique σ_y devient plus petite et plus difficile à déterminer (Iwasaki et al., 1977; La Rochelle & Lefebvre, 1971; La Rochelle et al., 1981; Lacasse et al., 1985; Leroueil & Vaughan, 1990; Raymond et al., 1971; Tavenas & Leroueil, 1990; Ward et al., 1959). Ainsi, il conviendrait d'être prudent quand on parle de la différence de limite élastique observée au laboratoire.

4.4.2.2. Argiles Yprésiennes

Deux niveaux de la capacité de gonflement peuvent être distingués entre les quatre carottes d'Argiles Yprésiennes étudiées : celui de (YK43, 64) est bien inférieur à celui de (YK73, 95) (*c.f.* paragraphe 4.3.1.3.2). Notons qu'à l'état de contrainte *in situ* $\sigma_v = \sigma'_{v0}$, l'indice des vides des carottes (YK73, 95), e_{ins} = 0,80 – 0,82, est bien supérieure à celui des carottes (YK43, 64) : e_{ins} = 0,64 – 0,74, *i.e.* les deux premières carottes ont des densités clairement plus faibles que les deux dernières. Cette différence explique la forte capacité de gonflement des carottes (YK73, 95) par rapport aux (YK43, 64). De plus, suivant (UCLouvain, 1998) et la formule (4.1) pour la conversion des profondeurs "équivalentes" des carottes d'Argiles Yprésiennes entre les deux sites Kallo et Doel, la déformation et la contrainte de gonflement de (YK43, 64, 73, 95) seraient respectivement $\varepsilon_s \approx$ 1,5 ; 4 ; 11 ; 16 % et $\sigma_s \approx$ 0,2 ; 0,4 ; 1,3 ; 1,2 MPa. Ces résultats varient dans le même sens qu'avec les capacités de gonflement identifiées. L'essai de gonflement YK43G1 (Figure 4-9) selon la méthode "non gonflement" montre aussi une contrainte de gonflement σ_s = 0,25 MPa qui est du même ordre de grandeur que la valeur déduite précédemment : σ_s = 0,2 MPa. Ce résultat confirme davantage la faible capacité de gonflement de la carotte YK43 par rapport aux autres. Cette variation de capacité de gonflement avec la profondeur est totalement en accord avec celle de la minéralogie et des caractéristiques géotechniques comme les limites d'Atterberg, la VBS, *etc.*

On observe des similarités en termes de compressibilité et capacité de gonflement entre YK43 (Figure 4-9) et BE112 (Figure 4-8) : le déchargement jusqu'à σ_v = 0,05 MPa après la saturation des conduits ne ramène pas l'indice des vides e à sa valeur initial e_0. Comme les granulométries de YK43 et BE112 sont obtenues avec différentes techniques expérimentales, il est délicat de comparer ces résultats. Pourtant, les photos au MEB de YK43 (Figure 3-24) et BE112 (Figure 3-23) montrent que leurs microstructures sont toutes les deux du type "agrégat". La porosimétrie de YK43 dominée par les méso-pores (Figure 3-31) et aussi la photo MEB de YK43 après l'essai YK43O2 (Figure 4-20) confirment ses caractéristiques d'agrégat au niveau microstructural. YK43 devrait donc avoir une cinétique de gonflement similaire à celle de BE112 (paragraphe 4.4.2.1).

YK73 et YK95 qui ont une microstructure du type "matrice" (Figures 3-26 et 3-28) et une porosimétrie dominée par des micro-pores (Figure 3-31) présentent naturellement une capacité de gonflement plus importante, comme dans le cas de BM1 et (BE75, 83, 96).

Avec des charges importantes, on observe une concordance entre les valeurs de l'indice de compression C_c en conditions œdométrique (Tableau 4-3) et isotrope (Tableau 4-4). L'évolution de C_c avec la profondeur, dans l'ordre croissant : YK43 (0,30), YK64 (0,42), YK95 (0,45) et YK73 (0,53), est en accord avec la minéralogie, la porosimétrie et la microstructure. On observe que l'indice de compression C_c de YK64 est du même ordre de grandeur que celui de BM1. Une observation similaire est faite sur YK43 et BE112. La même valeur de C_c pour YK43 et BE112 provient de leur similarité en microstructure et en porosimétrie. En revanche, la similarité en C_c entre YK64 et BM1 est due plutôt à la densité plus faible de YK64 par rapport à BM1 parce que la microstructure de YK64 est du type "agrégat" (Figure 3-25) tandis que la microstructure de BM1 est du type "matrice" (Figure 3-20).

A cause de la capacité de gonflement plus faible, le changement de pente c'_c au niveau de la limite élastique σ_y de (YK43, YK64) est bien plus clair que pour (YK73, 95) et BM1, (BE75, 83, 96, 104). De plus, avec un indice de compression C_c assez élevé, le comportement de YK64 est plutôt élasto-plastique.

On observe aussi qu'avec le chargement, la pente de gonflement C_{sp} du déchargement suivant augmente (Tableau 4-3). On trouve de nouveau que (YK43, 64) présentent des valeurs de C_{sp} nettement plus faibles que celles de (YK73, 95). Les valeurs de C_{sp} de YK43 sont proches de celles de BE112, ce qui confirme les similarités entre ces deux sols. YK64 a des valeurs de C_{sp} bien inférieures à celle de BM1. Ceci indique que leur similarité en indice de compression C_c provient de mécanismes différents come interprété précédemment. Malgré les indices des vides e plus élevés, (YK73, 95) présentent des pentes C_{sp} les plus grandes parmi toutes les carottes d'Argiles de Boom et Yprésiennes. Ceci est en accord avec leurs valeurs particulièrement élevées des limites d'Atterberg w_L et w_P (*c.f.* paragraphe 3.7).

4.4.3. Evolution de la microstructure

Une série d'essais porosimétriques à mercure a été réalisée sur YK53 par Lima (2011) à différents états définis par différentes contraintes verticales (jusqu'à σ_v = 20 MPa). Dans le présent travail, seule YK43 est étudié au MEB avec les échantillons après l'essai œdométriques à basse pression (*c.f.* paragraphe 4.3.1.5). On observe que les microstructures des sols après les essais œdométriques à basse (YK43) et à haute (YK53) pression sont similaires à l'état intact, du type "agrégat" avec une distribution double-modale des pores.

Notons que pour YK53, avant de revenir à la microstructure à la fin du déchargement "drainé" jusqu'à 0,1 MPa, la densité des méso- et macro-pores a diminué de façon importante sous de fortes contraintes verticales de telle sorte que la porosimétrie sous ces contraintes est dominée par les micro-pores. La préservation de la microstructure de type "agrégat" suite à des cycles de chargement – déchargement à basse et à haute pression ainsi que l'évolution de la porosimétrie au cours de ces chemins de chargement mettent en évidence la dominance des gros grains présents dans YK43 et YK53. Ces gros grains formeraient une "ossature" de la microstructure du sol. Sous le chargement à des contraintes importantes (σ_v = 20 MPa dans l'essai œdométrique sur YK3 par exemple), il y aurait un "effondrement" de cette "ossature" caractérisé par le ré-arrangement et le cassage des gros grains comme généralement observé dans les sols sableux. La phase argileuse deviendrait dans ce cas suffisante pour combler les vides entres les gros grains. Cela se traduit par une microstructure dominée par des micro-pores. A la fin du déchargement à de faibles contraintes verticales σ_v, le rebondissement de "l'ossature" et le gonflement de la phase argileuse rendent le sol plus lâche avec la ré-apparition de la porosité double-modale.

Quand la fraction fine dépasse la fraction des gros grains comme dans le cas des carottes (YK73, 95), la microstructure devient du type "matrice" dans laquelle les gros grains sont totalement noyés dans les particules argileuses. Notons qu'à l'état naturel, bien que la porosimétrie de (YK73, 95) soit aussi poly-modale comme pour les autres profondeurs des Argiles Yprésiennes, la densité des micro-pores est nettement plus élevée que celle des méso- et macro-pores, ce qui est contraire à YK43 (Figure 3-24). Le chargement à des contraintes importantes, jusqu'à σ_v = 32 MPa dans l'essai œdométrique à haute pression YK73O1 par exemple, ré-arrange les particules argileuses pour qu'elles deviennent plus orientées et comblent des méso- et macro-pores. La trace de la ré-orientation des particules argileuses pourrait être identifiée sur les photos MEB de l'échantillon après l'essai YK95O1 (Figure 4-21). En raison de cette ré-orientation des particules qui s'intensife avec la contrainte maximale σ_{vmax} appliquée, la pente de gonflement C_{sp} augmente. (*c.f.* paragraphe 4.4.2). La porosimétrie de YK73 sous de fortes contraintes deviendrait donc plus uniforme. Grâce à la dominance de la phase argileuse et dont une partie gonflante, cet uniformité des pores est préservée pendant le gonflement lors du déchargement à de faibles contraintes. C'est ainsi ce qu'on observe sur la Figure 4-22 une évolution de la distribution poly-modale des pores de YK73 à la distribution mono-modale avec la dominance des méso-pores de diamètre apparent D = 0,03 µm après l'essai œdométrique à haute pression.

4.4.4. Contrainte de gonflement

L'augmentation de la pente de gonflement c'_s avec la diminution de la contrainte verticale σ_v lors du déchargement est généralement observée pour les argiles raides et les argilites (Alonso et Alcoverro, 2002 ; Calabresi et Scarpelli, 1985 ; Le, 2008 ; Le et al., 2011 ; Lima, 2011 ; Mohajerani, 2011 ; Mohajerani et al., 2011 ; Picarelli, 1991 ; Vaughan, 1997). Alonso et Alcoverro (2002) et Mohajerani et al. (2011) ont interprété cette évolution de la pente c'_s par la combinaison de l'endommagement du matériau et du gonflement de la phase argileuses gonflantes. Le chargement à haute pression engendre une dégradation de la structure du sol (*c.f.* paragraphe 1.3.3) traduite par la rupture des liaisons inter-particulaires et/ou le développement des fissures. Lors du relâchement de la contrainte appliquée, avec l'approvisionnement d'eau, le gonflement se produit plus facilement comme il n'est que partiellement retenu par les liens endommagés du squelette de sol. Burland (1990) a ainsi proposé la sensibilité au gonflement, $S_s = C_s^* / C_{sp}$, pour identifier le degré de dégradation de la structure.

Delage et Lefebvre (1984) ont montré qu'au cours de la compression œdométrique, les macropores s'effondrent quand la contrainte σ_v dépasse la limite élastique σ_y. Ceci engendre des déformations volumiques irréversibles qui provoquent des changements de la microstructure caractérisés par des particules de plus en plus orientées (*c.f.* paragraphe 4.4.3). Le et al. (2011) ont rapporté que plus les feuillets sont orientés, plus les interactions physico-chimiques dans les particules argileuses sont prononcées. Mitchell et Soga (2005) et Olson et Mesri (1970) ont observé que la compétition entre l'effet mécanique et l'effet physico-chimique sur le comportement volumique des argiles dépend fortement du type de microstructure de sol définie par la mode de contact entre les particules et dans les particules elles-mêmes : l'effet mécanique est plus dominant quand la microstructure est plutôt en mode bord-à-face, l'effet physico-chimique, au contraire, règne quand la microstructure est proche du mode face-à-face (*c.f.* paragraphe 1.2). Lors du chargement mécanique à l'œdomètre, l'effet physico-chimique augmente également en raison de la ré-orientation des particules. Cette augmentation de l'effet physico-chimique peut être bien mise en évidence lors du déchargement suivant : plus les particules sont orientées, plus les forces de répulsion se développent, engendrant un gonflement plus grand. On a ainsi observé sur la Figure 4-14 et interprété dans le paragraphe 4.4.2 que la pente de gonflement C_{sp} s'accroît avec l'augmentation de la contrainte de préconsolidation : $C_{sp1} < C_{sp2} < C_{sp3}$.

Le comportement volumique des sols argileux est donc principalement gouverné par la compétition entre les effets mécanique et physico-chimique. En effet, lors du déchargement, (i) quand la contrainte appliquée σ_v est supérieure à la force de répulsion maximale (*c.f.* paragraphe 1.1.3), la déformation volumique ne correspond qu'au rebondissement du squelette de sol, et est donc faible ; (ii) quand la contrainte σ_v devient inférieure à cette force de répulsion maximale, la grande déformation volumique se produit, correspondant à la diminution de la force de répulsion, en raison de l'adsorption d'eau des particules, et au processus d'équilibrage avec la contrainte extérieure appliquée. De même, lors du rechargement, (i) quand la contrainte appliquée σ_v est inférieure ou égale à la force de répulsion suite du déchargement antérieur, σ_v est équilibrée par cette force de répulsion et produit par conséquent de faibles compressions ; (ii) une fois la contrainte appliquée σ_v dépasse la force de répulsion, l'effet mécanique devient dominant, engendrant des compressions plus importantes. Suivant ce concept, il est donc possible d'identifier une contrainte caractéristique séparant un domaine dominé par l'effet mécanique d'autre domaine dominé par l'effet physico-chimique. C'est la "contrainte seuil" σ_s définie précédemment comme sur la Figure 4-14.

Il est bien connu que la succion ψ est composée de plusieurs parties de potentiels : de pression externe ψ_P, gravitaire ψ_g, osmotique ψ_g et matriciel ψ_m (capillaire et d'adsorption) : $\psi = \psi_P + \psi_g + \psi_g + \psi_m$ (Delage et Cui, 2000). En conditions d'essai œdométrique, on pourrait considérer que l'effet physico-chimique mentionné ci-dessus ne correspond qu'au potentiel matriciel, *i.e.* $\psi = \psi_m$. Les contraintes seuil identifiées correspondent aux contraintes de gonflement. En effet, la contrainte de gonflement d'un sol est généralement définie comme la contrainte sous laquelle son volume ne change pas lors de son hydratation. Suivant cette définition, le gonflement a lieu quand un sol est humidifié sous une contrainte inférieure à sa contrainte de gonflement et l'effondrement se produit quand une contrainte supérieure à sa contrainte de gonflement est appliquée avant son remouillage. La contrainte de gonflement peut donc être déterminée expérimentalement en chargeant parallèlement aux œdomètres plusieurs échantillons d'un sol à différentes contraintes (méthode chargement – humidification sur la Figure 1-26a).

Dans les essais œdométriques, les faibles rebondissements mécaniques aux débuts des déchargements (les pentes C_{se}) n'impliquent que de petites modifications de la microstructure. Dans ces domaines ($\sigma_v > \sigma_s$), les particules et les feuillets sont plus ou moins

orientés avec une dominance du mode de contact inter-particulaire face-à-face ($\psi = \psi_m \approx$ constante). Quand la contrainte appliquée est en dessous de la contrainte seuil $\sigma_v < \sigma_s$, l'eau est adsorbée de façon importante dans les espaces inter-particulaires et en particulier interfoliaires (intra-particulaire) ($\psi = \psi_m$ diminue). Ceci donne lieu à des modifications importantes de la microstructure caractérisées par l'évolution vers la mode de contacts bord-à-face entre les particules et les feuillets. Ces modifications impliquent par conséquent des déformations volumiques importantes en gonflement. La contrainte seuil σ_s est celle qui sépare le domaine où le changement de la microstructure est insignifiant de l'autre avec des modifications importantes. Comme mentionné précédemment, elle est la contrainte de gonflement. L'augmentation de la contrainte seuil σ_s avec le chargement σ_{vmax} ($\sigma_{s1} < \sigma_{s2} < \sigma_{s3}$) observée sur la Figure 4-14 est totalement en accord avec les résultats sur les sols gonflants compactés : une contrainte verticale σ_v plus importante cause un indice des vides e plus petit ou une densité plus grande, entraînant une contrainte de gonflement plus forte (Siemens et Blatz, 2009 ; Villar et Lloret, 2008 ; Wang et al., 2012).

Les raisonnements ci-dessus sont aussi valables pour le rechargement. Effectivement, quand la contrainte appliquée est plus faible que la contrainte de gonflement $\sigma_v < \sigma_s$, la succion matricielle (ψ_m) reste encore suffisamment élevée pour tenir de l'eau dans les espaces interfoliaires contre l'effet de la contrainte appliquée σ_v qui a tendance à expulser de l'eau interstitielle. La déformation volumique et par conséquent la pente de compression C_{ce} sont faibles. Le changement de la microstructure est négligeable ; le mode de contact entre les particules et les feuillets est plutôt bord-à-face. En revanche, quand la contrainte appliquée dépasse celle de gonflement $\sigma_v > \sigma_s$, l'effet mécanique devient dominant, provoquant des variations volumiques importantes par l'effondrement des macro-pores et ré-arrangeant des particules et des feuillets vers le mode de contact face-à-face. Ce ré-arrangement est également cohérant avec la définition de la contrainte de gonflement présentée sur la Figure 1-26a. Les contraintes seuil sur les chemins de rechargement (σ_{s4}, σ_{s5}) sont donc aussi les contraintes de gonflement.

Il faut noter que ce ré-arrangement des particules lors du rechargement quand $\sigma_v > \sigma_s$ est différent de celui à la compression vierge quand $\sigma_v > \sigma_y$. Le ré-arrangement quand $\sigma_v > \sigma_s$, mais $\sigma_v < \sigma_y$ ou σ_p, permet de ramener sol à son état défini par la contrainte de pré-consolidation. Cet état de microstructure est perturbé par l'effet physico-chimique pendant le déchargement et le début du rechargement. Jardine (1992) a attribué ce ré-arrangement à la

déformation plastique à "petite-échelle" et au frettage aux contacts inter-particulaires. Le chargement au-delà de la contrainte de pré-consolidation ou de la limite élastique : $\sigma_v > \sigma_p$ ou σ_y provoque des effondrements plus importants des macropores pour rejoindre la courbe vierge. Cette différence est à l'origine des confusions dans la détermination de la limite élastique σ_y (ou de la contrainte de pré-consolidation σ_p). Sultan (1997) et Sultan et al. (2010) ont réalisé un essai de compression isotrope sur l'Argile de Boom à Mol à partir de basses pressions : p = 1,08 MPa, p_{CP} = 1 MPa. Le point de changement de pente sur la courbe de compression correspond à la pression effective p'_c = 0,43 MPa. Cette pression a été présentée par les auteurs comme la contrainte de pré-consolidation de l'Argile de Boom. Pourtant, en appliquant le principe de la méthode "gonflement – consolidation" sur le résultat de l'essai, les auteurs ont obtenu aussi une pression de gonflement p'_s = 0,48 MPa qui est légèrement supérieure à p'_c. Suivant les raisonnements ici, la contrainte p'_c = 0,43 MPa correspondant au changement de pente de compression est plutôt la contrainte seuil ou bien de gonflement. Cette contrainte de gonflement correspond à l'indice des vides initial e_i du chargement, c'est-à-dire celui du sol gonflé sous p' = 0,08 MPa à partir de l'état naturel avec un indice des vides e_0 ($e_i > e_0$). La pression de gonflement déterminée suivant la méthode "gonflement – consolidation" p'_s = 0,48 MPa correspond à e_0. Comme $e_0 < e_i$, on a p'_s =0,48 > p'_c = 0,43. Par la même raison, Baldi et al. (1991), Coll (2005), Deng et al. (2011a), Deng et al. (2010), Le (2008) et Lima (2011) ont obtenu des contraintes de pré-consolidation très faibles pour l'Argile de Boom intacte. D'un autre côté, Gasparre et Coop (2008) et Horseman et al. (1987) ont proposé une large gamme de variation pour la contrainte de préconsolidation pour l'argile de Londres et de Boom, respectivement. Dans le présent travail, la séparation des effets mécanique et physico-chimique en déchargement permet d'obtenir des pentes C_{se} qui ne représentent que le rebondissement élastique du sol avec une modification négligeable de la microstructure. La limite élastique σ_y est déterminée simplement comme l'abscisse de l'intersection entre la droite de pente C_{se} ($C_{se1} = C_{se2} = C_{se3}$) passant par σ'_{v0} et la droite de compression vierge ayant la pente C_c. Cette méthode donne donc une valeur unique et relativement fiable pour la limite élastique σ_y.

En fait, la définition de la contrainte de gonflement sur la Figure 1-26a implique des effets combinés de l'hydratation et du chargement : (i) quand la contrainte appliquée est inférieure à la contrainte de gonflement $\sigma_v < \sigma_s$, l'hydratation engendre des gonflements au niveau microstructural (le gonflement des particules et des agrégats pour les sols compactés par exemple) ; (ii) en revanche, quand la charge est au-delà de la σ_s, le sol s'affaiblit par

l'hydratation. A la différence de la définition sur la Figure 1-26a, la contrainte de gonflement définie dans cette étude est totalement basée sur le changement de la microstructure. En rechargement, il y a l'effondrement de la microstructure quand la contrainte appliquée dépasse la contrainte de gonflement $\sigma_v > \sigma_s$; en déchargement, il y a le développement d'une microstructure "effondrable" sous l'effet physico-chimique quand la contrainte appliquée est en dessous de la contrainte de gonflement $\sigma_v < \sigma_s$. La réversibilité du petit cycle de déchargement – rechargement entre 0,8 et 0,4 MPa de l'essai YK73O2 (Figure 4-10) indique que la microstructure de l'argile n'est pas affectée significativement tant que la contrainte appliquée reste au dessus de la contrainte de gonflement lors du déchargement.

Comme montré sur les Figure 4-16, 4-17, 4-18 et 4-19 pour l'Argile de Boom à Essen, les Argiles Yprésiennes à Kallo, l'Argile de Boom à Mol et l'argile de Londres, respectivement, la contrainte seuil ou de gonflement σ_s est liée à l'indice des vides initial e_i par des relations semi-logarithmiquement linéaire. La relation dépend de la nature du sol : naturellement, plus le sol est plastique (indiqué par une forte teneur en smectite, une grande valeur de l'indice de plasticité I_P, de bleu méthylène *VBS*, *etc.*), plus la droite se trouve en haut dans le plan (σ_s, e_i). Ces observations et interprétations sont toutes en accord avec les résultats expérimentaux sur les sols gonflants compactés. De même, en mettant les valeurs de la contrainte de gonflement σ_s déterminée suivant des méthodes conventionnelles (Figure 1-26) et des valeurs de l'indice des vides e correspondantes sur les plans (σ_s, e_i) (Figure 4-17 et Figure 4-18), on observe que les points (σ_s, e) se trouvent très proches des lignes de régression. Cette concordance entre les points (contrainte seuil, indice des vides initial) et (contrainte de gonflement, indice des vides) indique que les contrainte seuil et de gonflement sont de même nature.

4.4.5. Evolution des paramètres

Comme interprété dans les derniers paragraphes, le comportement volumique des Argiles de Boom et Yprésiennes est gouverné par la compétition entre les effets mécanique et physico-chimique. L'évolution des paramètres avec la contrainte verticale σ_v ou l'indice des vides e devrait refléter cette compétition et la contrainte seuil ou de gonflement σ_s.

La diminution du module œdométrique $E_{œd}$ avec le déchargement (Figure 4-23) correspond à la transition de la dominance de l'effet mécanique à celle de l'effet physico-

chimique. Les déformations au début du déchargement sont négligeables qui correspondent au rebondissement élastique du sol avec des valeurs élevées de $E_{\alpha d}$. Les grandes déformations à des contraintes σ_v plus faibles dues à la dominance de l'effet physico-chimique conduisent à une diminution de $E_{\alpha d}$.

Pendant le rechargement, en raison de l'équilibre entre les effets de la contrainte σ_v et la succion matricielle ψ_m dans le domaine gouverné par l'effet physico-chimique, le sol paraît très rigide a des valeurs élevées de $E_{\alpha d}$. L'augmentation de la charge extérieure (σ_v) fait descendre E_{oed}. Au niveau de la contrainte de gonflement σ_s, les valeurs de E_{oed} pendant le rechargement et pendant le déchargement sont comparables. Suite à la ré-orientation des particules à la contrainte de gonflement σ_s, la structure du sol devient de plus en plus stable, donnant lieu à une augmentation du module E_{oed}.

Des corrélations, décroissante de c'_s (mesurant l'effet physico-chimique) et croissante de c'_c (reflétant l'effet mécanique) avec σ_v/σ_s représentent les évolutions de la compétition entre les effets physico-chimique et mécanique sur les chemins de déchargement et de rechargement.

La bi-linéarité entre le coefficient de gonflement secondaire $C_{\alpha e}$ et la pente de gonflement c'_s (Figure 4-28) reflète aussi cette compétition : la partie gouvernée par l'effet mécanique a une pente $\Delta C_{\alpha e}/\Delta c'_s$ plus faible, alors que la partie dominée par l'effet physico-chimique a une pente plus grande. Avec les mêmes raisonnements, la corrélation entre le coefficient de compression secondaire $C_{\alpha e}$ et la pente de compression c'_c devrait être aussi bi-linéaire. La linéarité observée est due au manque de données de $C_{\alpha e}$ dans le domaine gouverné par l'effet physico-chimique au début des rechargements. Ce domaine est en général assez étroit et il est donc difficile à déterminer le coefficient $C_{\alpha e}$.

4.4.6. Effet de la structure naturelle

Afin de mettre en évidence l'effet de la structure sur le comportement du sol, l'indice des vides e est normalisé en index des vides I_v par la formule (1.5) pour éliminer l'effet de la minéralogie (Burland, 1990). Les paramètres intrinsèques e^*_{100} et $C^*_c = e^*_{100} - e^*_{1000}$ sont déterminés à partir de l'indice des vides e_L aux limites de liquidité avec les formules empiriques (1.7) et (1.9). Les courbes de compression des Argiles de Boom et Yprésiennes dans le plan I_v – $\log\sigma_v$ sont présentées respectivement sur la Figure 4-44 et la Figure 4-45.

Pour clarté, seuls le premier rechargement (jusqu'à σ_v = 16 MPa) et le point final (à σ_v = 32 MPa) du deuxième rechargement des essais œdométriques à haute pression sont montrés sur ces figures. Pour YK43, l'essai de gonflement YK34G1 est utilisé à la place de YK43O1 en raison du problème de calage de la contrainte verticale σ_v correspondant à l'indices des vides initial e_0. Les états *in situ* (σ'_{v0}, $I_{v\sigma'_{v0}}$) sont aussi reportés sur la Figure 4-44 par les symboles en cercle (pour l'Argile de Boom) et sur la Figure 4-45 par les symboles en étoile (pour les Argiles Yprésiennes) de même couleur que la courbe de compression correspondante.

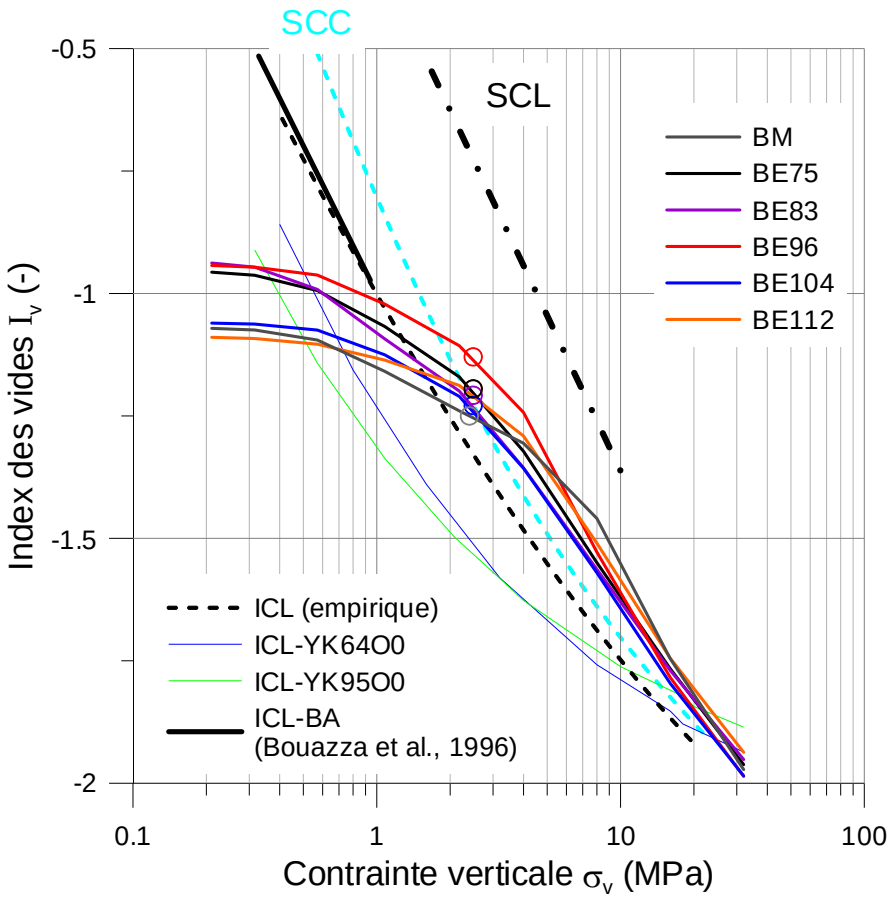


Figure 4-44 : Courbe de compression de l'Argile de Boom dans le plan I_v – Logσ_v

Vu que l'Argile de Boom à Mol et les Argiles Yprésiennes à Kallo sont pratiquement normalement consolidées, *i.e.* $\sigma'_p \approx \sigma'_{v0}$ (*c.f.* chapitre 3), les courbes de compression sédimentaire (SCC) des ces argiles doivent passer par leurs états *in situ*. Cela nous permet de tracer les SCC comme sur la Figure 4-44 et la Figure 4-45. Rappelons que la courbe de compression sédimentaire (SCC) est celle d'un sédiment individuel ; la ligne de compression

sédimentaire (SCL) est la ligne moyenne des sédiments marins dont la sensibilité est $S_\sigma = 5$; la courbe de compression est celle déduite de l'essai œdométrique.

Les états *in situ* de l'Argile de Boom se trouvent au milieu entre SCL et ICL (Figure 4-44). Les courbes de compression de l'Argile de Boom croisent ICL (empirique) et puis la SCC, mais n'atteignent pas SCL. Le changement de pente des courbes de compression de l'Argile de Boom à Essen a lieu au niveau des états *in situ*. La courbe de compression de l'Argile de Boom à Mol se plie vers le bas à une contrainte plus élevée que σ'_{v0}. Ceci reflète le fait que la limite élastique σ_y de l'Argile de Boom à Mol est plus élevée que celle à Essen. La pente de la compression vierge de l'Argile de Boom est plus grande que celle de SCC et de ICL. Cette différence est généralement observée dans la littérature, en particulier pour les sols sensibles. Elle est expliquée par le chargement au laboratoire (à l'œdomètre par exemple) qui est bien plus rapide que celui dans la nature par la sédimentation et par la déposition. Les courbes de compression de l'Argile de Boom, ICL, SCC, et probablement SCL, convergent à de fortes contraintes verticales : $\sigma_v > 30$ MPa.

La position des états *in situ*, la position et la forme des courbes de compression montrent que l'Argile de Boom est normalement consolidée (NC) ou légèrement surconsolidée (OC). La position de SCC par rapport à SCL et ICL indique que l'Argile de Boom est de faible sensibilité (Cotecchia et Chandler, 2000). La sensibilité de contrainte S_σ, suivant la définition au paragraphe 1.3.3.2, de l'Argile de Boom à Essen est de l'ordre de 1,5 et celle à Mol est d'environ 2,0.

La Figure 4-45 présente les courbes de compression des Argiles Yprésiennes dans le plan I_v – logσ_v. Les ICL déterminées avec les données expérimentales de YK64O0 et de YK95O0 se trouvent bien en dessous de ICL empirique sous la contrainte verticale $\sigma_v = 0{,}1$ – 10 MPa (*c.f.* paragraphe 4.2). On observe que l'index des vides I_v à l'état de contrainte *in situ* des Argiles Yprésiennes diminue avec la profondeur : $I_{v\,YK43} > I_{v\,YK64} > I_{v\,YK73} \approx I_{v\,YK95}$. Ceci indique que l'index des vides I_v représente mieux l'évolution du volume des pores avec la profondeur que l'indice des vides *e*. Cette remarque est conforme à celle rapportée par Skempton (1970) sur l'importance de l'index de liquidité $I_L = (w - w_P)/(w_L - w_P)$ par rapport à la teneur en eau *w*. On observe aussi que les états *in situ* des Argiles Yprésiennes varient plus que ceux de l'Argile de Boom (Figure 4-44). Ceci confirme la plus grande hétérogénéité de cette formation.

L'état *in situ* de YK43 se trouve au milieu entre SCL et ICL. SCC de YK43 pourrait être estimée comme le montre la Figure 4-45. La courbe de compression de YK43 croise SCC et avance bien à droite de cette dernière avant de se plier vers le bas. La compression vierge de YK43 est pratiquement parallèle à SCC et à ICL jusqu'à une forte contrainte verticale σ_v = 30 MPa. Ceci indique une structure stable de YK43 (Baudet et Stallebrass, 2004). Sa sensibilité de contrainte est S_σ = 2.

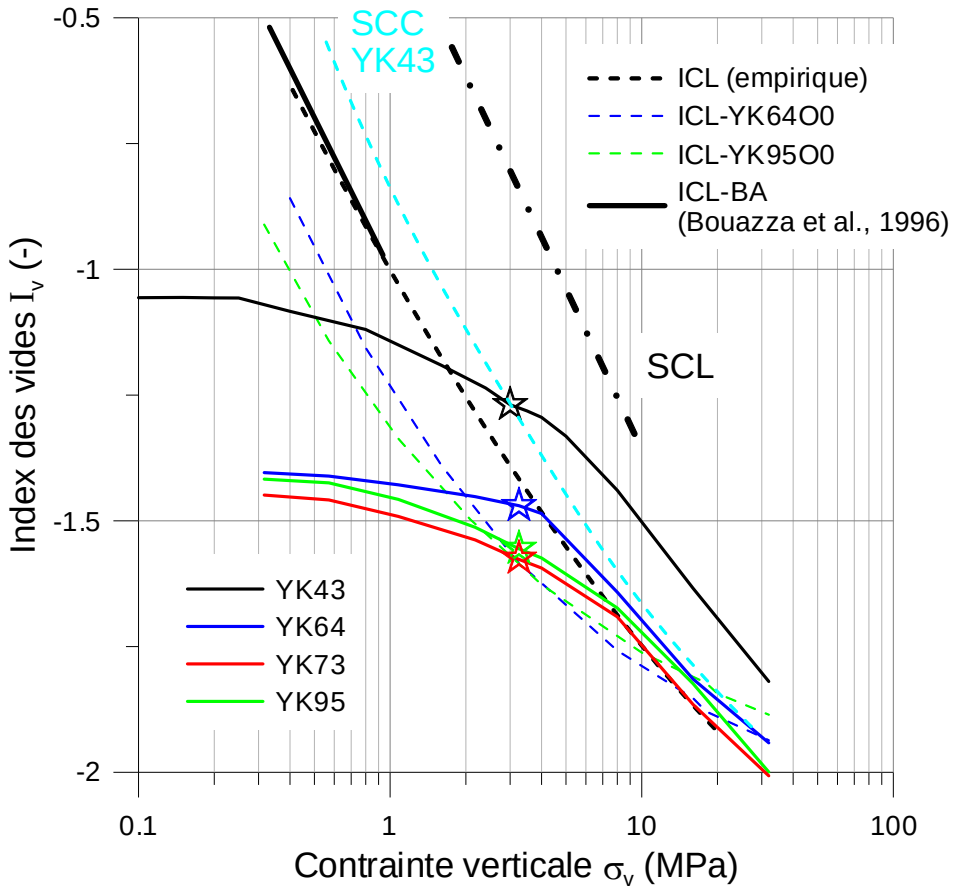


Figure 4-45 : Courbe de compression des Argiles Yprésiennes dans le diagramme I_v – Logσ_v

L'état *in situ* de YK64 se situe juste en dessous de ICL. Sa courbe de compression atteint ICL et se plie à l'intersection avec la ICL vers le bas, indiquant un sol NC ou légèrement OC (Tableau 4-3) et une sensibilité de contrainte S_σ = 1. La pente de la compression vierge est un peu plus faible que celle de ICL.

Les états *in situ* de YK73 et de YK95 se trouvent en dessous de ICL à une distance plus grande que celle de YK64. Les deux courbes de compression se plient graduellement

avant de suivre ICL à la compression vierge. Ces caractéristiques correspondent à des rapports *YSR* plus élevés que celui de YK64. La sensibilité de contrainte est aussi égale à l'unité : $S_\sigma = 1$.

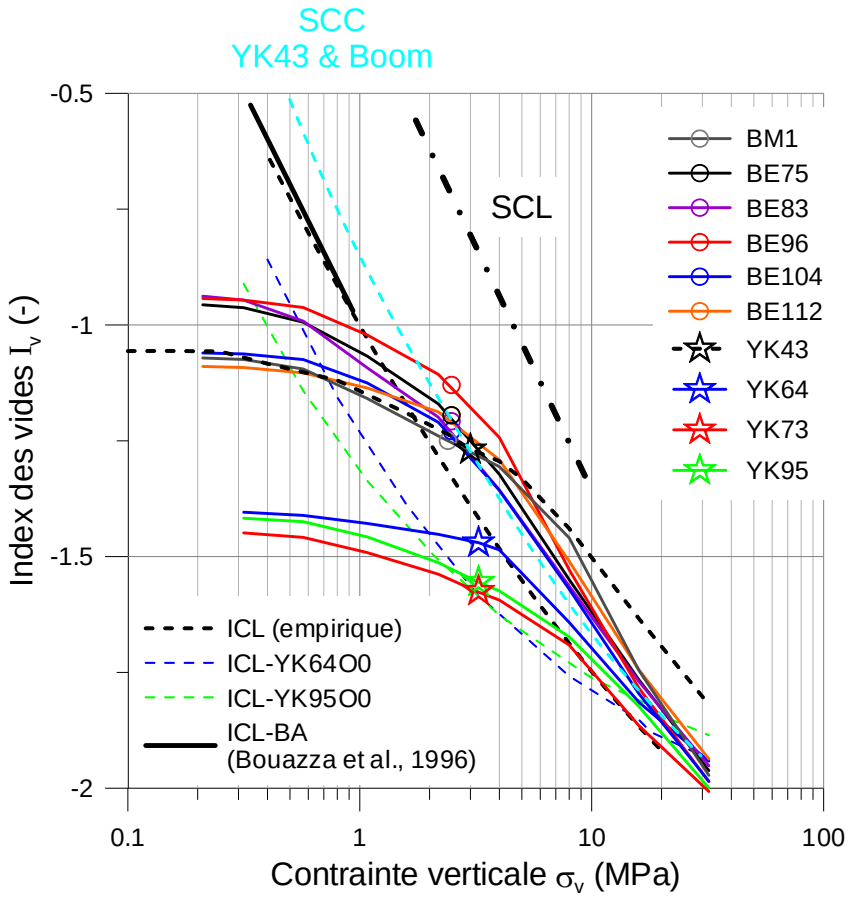


Figure 4-46 : Comparaison des courbes de compression des Argiles de Boom et Yprésiennes (à hautes contraintes)

Rappelons que suivant l'histoire géologique (*c.f.* chapitre 3), les Argiles Yprésiennes à Kallo sont normalement consolidées, *i.e.* $\sigma'_{v0} \approx \sigma_p < \sigma_y$. Les basses positions des états *in situ* de YK73 et YK95 par rapport à ICL et par conséquent des valeurs de *YSR* de l'ordre de 1,5 sont à relier à des événements comme le fluage ou l'augmentation de la concentration saline de l'eau de pore (*c.f.* chapitre 6), *etc*. Ces basses positions des états *in situ* de YK73 et YK95 ainsi que la forme de leurs courbes de compression vierge indiquent que leur structure est stable (Baudet et Stallebrass, 2004). Suivant Burland (1990), ce type de sol aurait été déposé assez rapidement, à partir des suspensions denses, et probablement avec de forts courants d'eau. Ces conditions de déposition engendrent, comme ce qu'on observe sur

(YK73, 95), un arrangement des particules plus orienté et donc plus compact avec un faible index des vides I_v. La similarité entre les courbes de compression de (YK64, 95) et ICL sous de fortes contraintes verticales σ_v (Figure 4-45) pourrait expliquer la concordance entre la corrélation $\sigma_s - e_i$ de (YK64, 95) à l'état intact et celle à l'état reconstitué (Figure 4-18), surtout dans la gamme de petites valeurs de e_i.

Une comparaison entre les Argiles de Boom et Yprésiennes dans le plan $I_v - \text{Log}\sigma_v$ est montrée sur la Figure 4-46. On observe que SCC de YK43 et de l'Argile de Boom sont presque la même. Notons que la sensibilité de contrainte de YK43 et de l'Argile de Boom sont également égale : $S_\sigma = 2$. En revanche, la structure de YK43 est plus stable puisque sa courbe de compression prend la même pente que SCC et ICL jusqu'à de très fortes contraintes verticales $\sigma_v = 32$ MPa. La structure de l'Argile de Boom, en particulier l'Argile de Boom à Mol, est un peu métastable comme leurs courbes de compression vierge suivent des pentes plus grandes que celle de SCC et de ICL. Les structures de (YK64, 73, 95) sont aussi stables malgré leurs valeurs élevées des indices des vides *e*. Cela indique que la porosité de (YK64, 73, 95) est dominée par les infra- et micro-pores comme leurs teneurs en argiles et en particulier en argiles gonflantes sont élevées.

4.5. Simulation de la variation volumique

En se basant sur les analyses et les interprétations de la contrainte de gonflement σ_s (*c.f.* paragraphes 4.3.1.4 et 4.4.4), des variations de la compressibilité et de la capacité de gonflement (*c.f.* paragraphes 4.3.1.3 et 4.3.1.6.2), un modèle de comportement permettant de décrire la variation volumique des Argiles de Boom et Yprésiennes est proposé. Les paramètres du modèle sont :

- C_c, σ_1 et e_1 pour définir la courbe de compression vierge :

$$e = e_1 - C_c \log \frac{\sigma_v}{\sigma_1} \tag{4.5}$$

où σ_1 est la contrainte de préférence et e_1 est l'indice des vides correspondant sur la courbe de compression vierge. On peut choisir par exemple $\sigma_1 = \sigma_{y0}$.

- α et β pour déterminer la contrainte de gonflement :

$$\sigma_s = \alpha e^{\beta e_i} \tag{4.6}$$

- C_{se} et C_{ce}: les faibles pentes de gonflement et de compression (Figure 4-26). Les équations de la courbe de compression correspondante sont :

$$e = e_0 - C_{se} \log \frac{\sigma_v}{\sigma_0} \tag{4.7}$$

$$e = e_0 - C_{ce} \log \frac{\sigma_v}{\sigma_0} \tag{4.8}$$

- *A*, *B*, *C*, *D* pour déterminer les grandes pentes de gonflement C_{sp} et de compression C_{cp} avec les formules (4.2) et (4.3), respectivement. Les équations de la courbe de compression correspondante sont :

$$e = e_0 - C_{sp} \log \frac{\sigma_v}{\sigma_0} \tag{4.9}$$

$$e = e_0 - C_{cp} \log \frac{\sigma_v}{\sigma_0} \tag{4.10}$$

Les paramètres du sol sont l'état initial comme par exemple ceux correspondant à l'état *in situ* (σ'_{v0}, $e_{\sigma'_{v0}}$), et la limite élastique correspondante σ_{y0}.

On applique ici ce modèle pour simuler les courbes de compression œdométriques à basse et haute pression sur BE75 (Figure 4-6). Les paramètres du modèle sont présentés dans le Tableau 4-5. On commence la simulation de l'essai BE75O1 à partir de l'état *in situ* (point C sur la Figure 4-6) : $\sigma_v = \sigma'_{v0}$ = 2,4 MPa, e = 0,69. Les étapes de calcul sont résumées dans le Tableau 4-6 où l'état initial et le chemin de chargement sont exprimés en rouge.

Tableau 4-5 : Paramètres du modèle pour BE75

C_c (-)	σ_{y0} (MPa)	e_1 (-)	α (MPa)	β (-)	C_{se} (-)	C_{ce} (-)	A (-)	B (-)	C (-)	D (-)
0,36	2,64	0,689	54,111	-5,818	0,064	0,025	0,0421	0,1042	0,0686	0,1313

Tableau 4-6 : Simulation de la variation volumique dans l'essai BE75O1

Chemin	Point	Etat	σ_v (MPa)	e (-)	C_{sp} (-)	C_{cp} (-)
Déchargement 1	C	σ'_{v0}, $e_{\sigma'v0}$	2,40	0,690		
	S1	σ_{s1}, e_{s1}	0,98	0,715	0,12	

Rechargement 1	D	σ_D, e_D	0,21	0,795		
	S4	σ_{s4}, e_{s4}	0,53	0,785		0,16
	Y1	σ_{y1}, e_{y1}	3,08	0,665		
Déchargement 2	E	σ_E, e_E	16	0,409		
	S2	σ_{s2}, e_{s2}	5,01	0,441	0,15	
Rechargement 2	F	σ_F, e_F	0,21	0,655		
	S5	σ_{s5}, e_{s5}	1,20	0,636		0,21
	Y2	σ_{y2}, e_{y2}	19,99	0,375		
Déchargement 3	G	σ_G, e_G	32	0,301		
	S3	σ_{s3}, e_{s3}	9,37	0,335	0,17	
	H	σ_H, e_H	0,21	0,612		

Pour le premier déchargement de σ_v = 2,4 à 0,21 MPa (C-D), on détermine d'abord les coordonnées (σ_{s1}, e_{s1}) du point S_1 qui sépare les domaines de contraintes gouvernés par les effets physico-chimique et mécanique : σ_{s1} est calculée suivant la formule (4.6) avec e_i = $e_{\sigma'_{v0}}$; e_{s1} est calculé suivant la formule (4.7) avec $\sigma_0 = \sigma'_{v0}$ = 2,4 MPa, e_0 = $e_{\sigma'_{v0}}$ = 0,690 ; et $\sigma_v = \sigma_{s1}$. L'indice des vides e_D à la fin du premier déchargement (point D) est calculé suivant la formule (4.9) avec $\sigma_0 = \sigma_{s1}$ et $e_0 = e_{s1}$.

Pour le premier rechargement de σ_v = 0,21 à 16 MPa (D-E), on détermine premièrement les coordonnées (σ_{s4}, e_{s4}) du seuil S_4 suivant la formule (4.6) et (4.8) avec e_i = e_0 = e_D et $\sigma_0 = \sigma_D$ = 0,21 MPa. L'état du sol à la limite élastique (Y_1) est l'intersection de la droite de compression vierge exprimée par l'équation (4.5) et la courbe de rechargement exprimée par l'équation (4.10) avec $\sigma_0 = \sigma_{s4}$ et $e_0 = e_{s4}$. La dernière partie du premier rechargement après Y_1 suit la droite de compression vierge exprimée par (4.5) jusqu'à σ_v = 16 MPa.

Les déchargements et rechargement suivants sont calculés de la même façon. Les courbes de compression à partir des données expérimentales et de la simulation sont présentées sur la Figure 4-47a. Les mêmes procédures sont appliquées pour l'essai BE75O2, et les résultats sont montrés sur la Figure 4-47b.

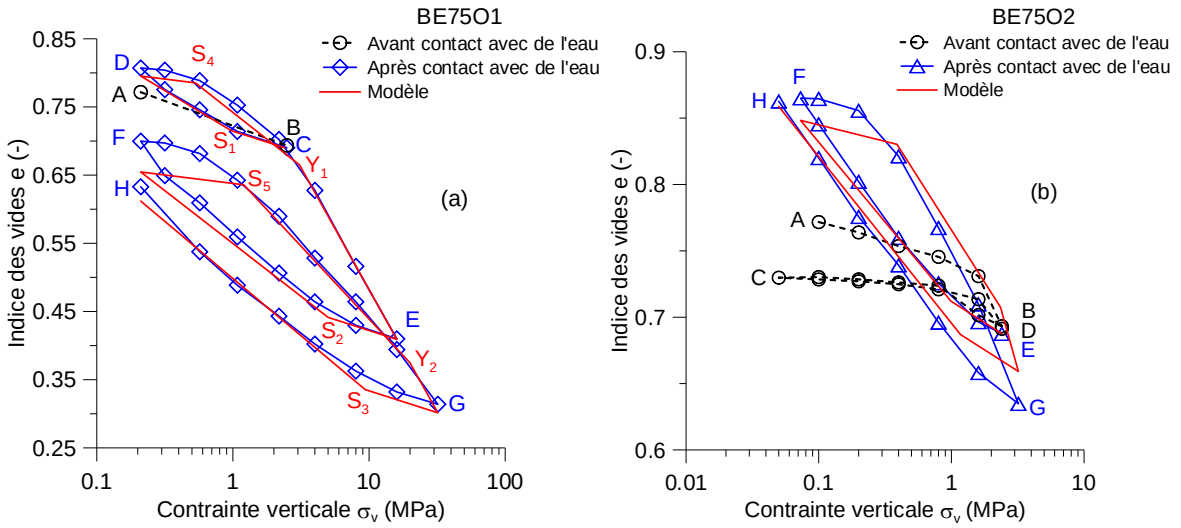


Figure 4-47 : Simulation des courbes de compression œdométriques de BE75

On observe que le modèle reproduit assez bien les principales caractéristiques de la variation volumique de l'Argile de Boom, en particulier pour l'essai à haute pression avec des cycles de déchargement – rechargement : la présence et la taille importante des boucles de déchargement – rechargement, la compressibilité et la capacité de gonflement importantes et aussi l'effet du "fluage" qui fait augmenter la limite élastique (σ_{y1} = 3,08 MPa > σ_{y0} = 2,64 MPa et σ_{y2} = 20 MPa > σ_p = 16 MPa). Les contraintes de gonflement pendant les déchargements sont aussi bien reproduites.

Pourtant, le modèle ne capte pas de façon satisfaisante le gonflement à faibles contraintes verticales. Il paraît que le gonflement de l'Argile de Boom n'est plus linéaire dans le plan e – logσ_v sous de faibles contraintes verticales mais plutôt de forme concave. C'est ainsi que les valeurs de l'indice des vides e à la fin des déchargements sont plus petites que les valeurs expérimentales. Par conséquent, la contrainte de gonflement des chemins de rechargement, σ_{s5} sur la Figure 4-47a par exemple, est un peu sur-estimée. De plus, l'équation (4.10) de la grande pente de compression C_{cp} devrait être améliorée puisque celle-ci dépend non seulement de la contrainte de pré-consolidation mais aussi de la contrainte verticale minimale jusqu'à laquelle le sol est déchargé avant d'être rechargé.

En conclusion, le modèle proposé correspond à un premier abord d'une loi de comportement avec des calculs simple et des paramètres physiques. Il est capable de reproduire les principaux traits au comportement volumique de l'Argile de Boom. Des

améliorations aux niveaux du gonflement (semi-logarithmiquement) non-linéaire sous de faibles contraintes verticales sont à apporter à cette loi de comportement.

4.6. Conclusions

Les propriétés de compression, de gonflement et de la perméabilité de l'Argile de Boom à Mol et à Essen et des Argiles Yprésiennes à Kallo sous des cycles de chargements - déchargement en condition K_0 et isotrope ont été étudiées au moyen des essais œdométriques et isotropes ainsi que des observations microstructurales.

Les courbes de compression œdométrique e – $\log\sigma_v$ des Argiles de Boom et Yprésiennes, intactes et reconstituées, présentent des boucles d'hystérésis de déchargement – rechargement. Ces boucles ont été expliquées par la compétition entre les effets physico-chimique et mécanique. Pendant le déchargement, quand la contrainte verticale est supérieure à la contrainte de gonflement $\sigma_v > \sigma_s$, l'effet mécanique est dominant avec peu de modification de la microstructure et par conséquent petit rebondissement élastique. Quand la contrainte verticale est en dessous de la contrainte de gonflement $\sigma_v < \sigma_s$, l'effet physico-chimique devient dominant, donnant lieu à des gonflements importants avec modification significative de la microstructure caractérisée par l'évolution du mode de contact inter-particulaire et inter-foliaire face-à-face vers le mode bord-à-face. Ce processus développe une microstructure "effondrable" du sol. Pendant le rechargement, quand la contrainte verticale est en-deçà de la contrainte de gonflement $\sigma_v < \sigma_s$, la structure "effondrable" développée lors du dernier déchargement est préservée grâce à la succion matricielle, la compression est donc négligeable. Quand la contrainte verticale est au-delà de la contrainte de gonflement $\sigma_v > \sigma_s$, l'effet mécanique éclipse l'effet physico-chimique ; des compressions plus importantes se produisent à cause de l'effondrement des macro-pores, et la micro-structure change du mode de contact bord-à-face en face-à-face. La corrélation linéaire et unique entre la contrainte de gonflement σ_s avec l'indice des vides initial e_i pour le chemin de chargement à partir des essais œdométriques et la contrainte de gonflement σ_s avec l'indice des vides e correspondant déterminés par l'essai de gonflement conventionnel confirment cette interprétation. (i) L'évolution du module œdométrique $E_{\alpha d}$ avec la contrainte verticale σ_v ; (ii) l'évolution des pentes de compression c'_c et de gonflement c'_s avec le rapport σ_v/σ_s ; et (iii) la bi-linéarité du coefficient de compression secondaire $C_{\alpha e}$ avec la pente de gonflement c'_s confirment aussi la

compétition des effets physico-chimique et mécanique ainsi que son évolution au cour du chemin de chargement. La linéarité entre le oefficient de compression secondaire $C_{\alpha e}$ et la pente de compression c'_c est expliquée par le manque de données ($C_{\alpha e}$) pour les parliers de chargement à faible contrainte verticale σ_v.

Une simple loi de comportement volumique inspiré de la compétition entre les effets physico-chimique et mécanique est proposée et appliquée à l'Argile de Boom à Essen BE75. La comparaison entre les résultats expérimentaux et de la simulation montre que ce modèle est capable de reproduire les principaux aspects liés à la variation volumique des argiles raides naturelles avec des cycles de déchargement – rechargement.

La compétition entre les effets physico-chimique et mécanique a aussi été relié à l'évolution de la microstructure au cour du chemin de chargement. Quelques observations microstructurales par porosimétrie à mercure et microscopie électronique à balayage sur des échantillons après l'essai confirment ces raisonnements. Elles montres aussi que la microstructure de l'argile influence significativement la cinétique et l'ampleur du gonflement.

L'identification de la contrainte de gonflement σ_s et les pentes de gonflement moyennes C_{se}, C_{sp} permettent de déterminer proprement la limite élastique σ_y de l'argile intacte et donc d'éviter les valeurs trop faibles voire irréalistes comme certaines rapportée dans la littérature pour l'Argile de Boom à Mol. Les résultats montrent que les limites élastiques σ_y des agiles de Boom et yprésiennes sont légèrement supérieures à leurs contraintes *in situ* effectives σ'_{v0}, définissant un *YSR* = 1,1 – 2,5. Ces valeurs sont en général compatibles avec l'histoire géologique (la déposition et l'érosion) de ces sédiments, à l'exception de celles de l'Argile de Boom à Mol qui sont un peu élevées.

L'état normalement consolidé ou légèrement surconsolidé des Argiles de Boom et Yprésiennes ont aussi été confirmé par l'analyse de leurs courbes de compression œdométriques dans le plan I_v – $\log\sigma_v$. La structure de l'Argile de Boom, surtout celle à Mol, est un peu métastable avec une faible sensibilité de contrainte S_σ. La structure des Argiles Yprésiennes est stable, malgré leurs indices des vides élevés. La sensibilité de contrainte S_σ des Argiles Yprésiennes varie avec la profondeur : la valeur maximale est pour YK43, égale à celle de l'Argile de Boom à Mol ; les valeurs pour (YK64, 73, 95) sont toutes égales à l'unité. Les états *in situ* des carottes (YK73, 95) se trouvent largement en dessous de la ligne de

compression intrinsèque ICL, indiquant des effets important de fluage ou de la variation de concentration saline de l'eau de pore.

La variation des paramètres de compression et de gonflement avec la profondeur est en accord avec la variation de la minéralogie et granulométrie des Argiles de Boom et Yprésiennes. Pour les profondeurs étudiées, l'Argile de Boom à Essen est plus rigide quand la profondeur est plus grande. Pour les Argiles Yprésiennes, une tendance inverse est observée. En raison de la structure métastable, l'Argile de Boom à Mol avec une limite élastique σ_y plus grande présente un indice de compression C_c plus élevée que celui de l'Argile de Boom à Essen. Toutefois, à cause de la différence en technique de prélèvement d'échantillons, en blocs pour l'Argile de Boom à Mol mais en carotte pour le sol à Essen, il serait plus prudent d'analyser ces différences identifiées avec précaution.

La conductivité hydraulique et la perméabilité intrinsèque déterminées par l'analyse inverse des courbes de consolidation sont varient linéairement avec l'indice des vides pour les carottes d'Argiles de Boom et Yprésiennes. Une bonne homogénéité en termes de perméabilité est observée pour l'Argile de Boom à Essen dans la partie inférieure du membre Putte et dans la partie supérieure du membre Terhagen. La perméabilité de BE112 dans la partie inférieure du membre Terhagen est plus élevée que celle des autres profondeurs. En revanche, la perméabilité des Argiles Yprésiennes est très hétérogène. La conductivité hydraulique et la perméabilité intrinsèque de YK43 sont d'un ordre plus élevées que celles de YK64 qui sont aussi à d'un ordre plus grandes que celles de (YK73, 95) ; ceci malgré l'augmentation de l'indice des vides avec la profondeur. Cette contradiction met en évidence l'effet déterminant des macro-pores sur la perméabilité du sol. Les profils de conductivité hydraulique de l'Argile de Boom à Mol et à Essen et des Argiles Yprésiennes à Doel montrent que les résultats obtenus s'accordent de façon satisfaisante avec ceux dans la littérature.

Chapitre 5.

Comportement déviatorique

5.1. Introduction

On aborde dans ce chapitre le comportement déviatorique de l'Argile de Boom à Essen (BE) et des Argiles Yprésiennes à Kallo (YK), identifié avec des essais triaxiaux en conditions drainée et isotherme (T = 25 °C). Le cisaillement est réalisé à vitesse de déplacement axial constante $\dot{\Delta}H$ = 1 µm/mn et suffisamment lente pour assurer la condition drainée. Trois essais sont effectués pour chaque carotte, sauf pour YK73, sous différentes contraintes de confinement effectives : $p'_c = \sigma'_{v0}$; 1 MPa ; et 0,5 MPa. Les essais sont réalisés avec des cellules HP1, HP1-A1, HP1-A2 et HP3 (*c.f.* chapitre 2).

La présentation des résultats s'inspirera du format proposé par Moulin (1989) et adopté par Le (2008) et Sultan (1997), qui permet de considérer en même temps les variations de la contrainte moyenne effective p', de la contrainte déviatorique q, de la déformation axiale ε_a et de la déformation volumique ε_v. Les paramètres liés au comportement élastique et au comportement à la rupture seront déterminés et interprétés. En combinant avec les résultats présentés dans le chapitre 4, un modèle conceptuel élasto-plastique sera proposé.

5.2. État initial et consolidation

5.2.1. Argile de Boom

La qualité des carottes d'Argile de Boom à Essen est assez bonne. Le sol, contenu dans des tubes PVC, est ferme, plastique et facile à tailler pour avoir des éprouvettes de diamètre D = 38 mm et de hauteur H = 76 mm à l'aide d'un couteau et d'un fil tendu (*c.f.* paragraphe 3.8).

Les éprouvettes pour les essais triaxiaux sur l'Argile de Boom à Essen sont presque saturées avec des valeurs du degré de saturation initial S_{r0} = 98 – 100 %, à l'exception d'une

seule éprouvette pour l'essai BE112Tr2 qui est moins saturée avec S_{r0} = 94,6 % (Tableau 2-6). Les teneurs en eau initiales w_0 varient de 25 à 30 % pour (BE75, 83, 96, 104) et de 23 à 25 % pour BE112. Les succions initiales des éprouvettes de (BE75, 83, 96, 104) sont de s_0 = 1 – 2 MPa, estimées à partir de la courbe de rétention d'eau de l'Argile de Boom à Mol établie par Le (2008) (Figure 4-42). Ces succions initiales diminuent à zéro pendant le chargement isotrope sans contact avec de l'eau jusqu'à une contrainte de confinement p_c = σ'_{v0} ≈ 2,4 MPa (*c.f.* paragraphe 4.4.1.1). Les teneurs en eau initiales des éprouvettes pour l'essai triaxial BE112 sont un peu plus faibles que celles des éprouvettes œdométriques.

Faute d'essai d'étalonnage, les variations volumiques des éprouvettes pendant la phase de consolidation ne sont malheureusement pas déterminées pour l'Argile de Boom à Essen.

5.2.2. Argiles Yprésiennes

Les carottes (YK43, 64) sont de bonne qualité, le sol est aussi facile à tailler pour avoir des éprouvettes triaxiales que l'Argile de Boom à Essen. En revanche, le sol des carottes (YK73, 95) est très fragile et se rompt souvent pendant la préparation des éprouvettes. En particulier, les éprouvettes de YK95 présentent des fissures visibles à l'œil nu (*c.f.* paragraphe 3.8). Certaines éprouvettes de YK43 contiennent des inclusions rigides qui pourraient être des précipitations de carbonates (Figure 5-9a).

Les éprouvettes triaxiales des Argiles Yprésiennes sont moins saturées que celles de l'Argile de Boom. Leurs degrés de saturation initiaux varient de S_{r0} = 92 à 98 %. Les teneurs en eau initiales w_0 sont de 25 – 26 % pour (YK43, 64) et de 29 – 33 % pour (YK73, 95) (Tableau 2-7). En se basant sur la courbe de rétention d'eau des Argiles Yprésiennes obtenue par Lima (2011), les succions initiales pourraient être estimées pour ces quatre carottes (*c.f.* paragraphe 4.4.1.2) : s_0 = 0,5 – 1,5 MPa. Suivant les résultats des essais œdométriques, ces succions initiales pourraient diminuer à zéro quand les éprouvettes sont chargées, sans contact avec de l'eau, jusqu'à p_c = σ'_{v0} ≈ 3,2 MPa (K_0 supposé égal à 1).

Les variations volumiques des éprouvettes pendant la phase de consolidation dans les essais (YK64Tr1, 2, 3) (cellule HP1) et YK73Tr1 (cellule HP1-A1) ne sont pas déterminées, faute d'essai d'étalonnage. En revanche, celles dans les essais triaxiaux sur YK43 (cellule HP3) et YK95 (cellule HP1-A2) sont enregistrées à l'aide des LVDTs installés à la mi-hauteur des éprouvettes (*c.f.* chapitre 2).

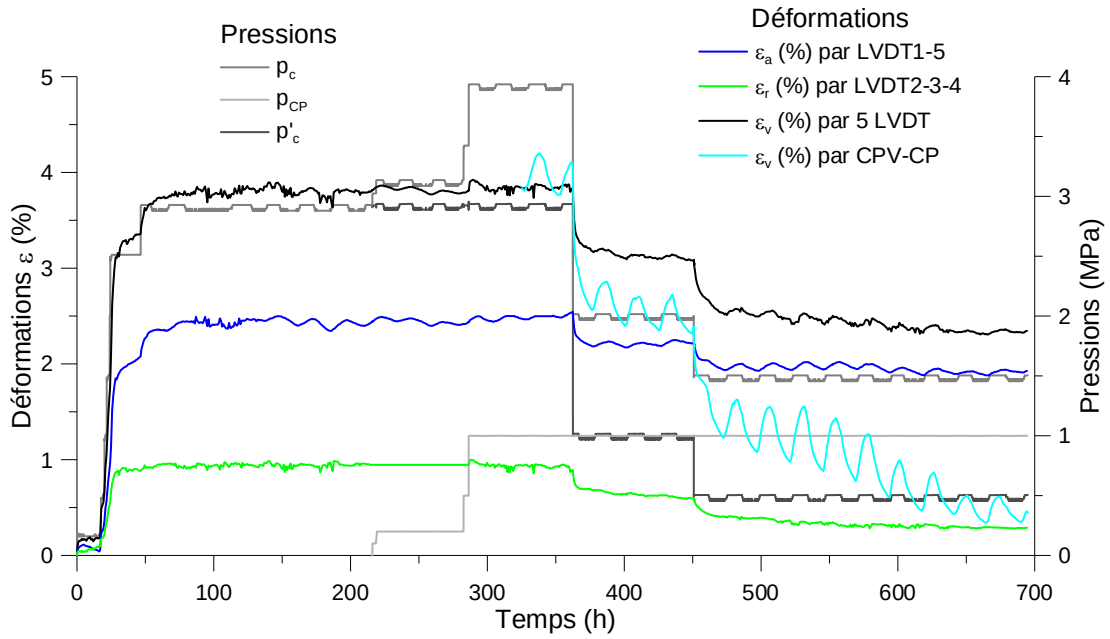


Figure 5-1 : Déformations avant le cisaillement dans l'essai YK43Tr3

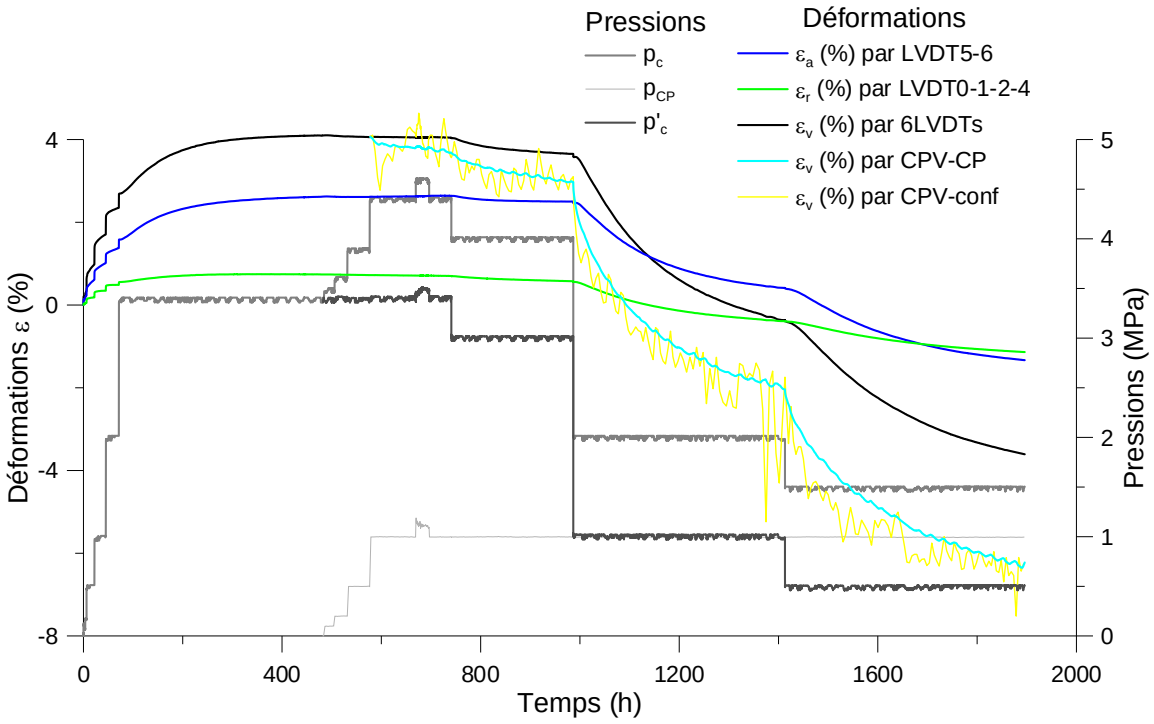


Figure 5-2 : Déformations avant le cisaillement dans l'essai YK95Tr3

La Figure 5-1 et la Figure 5-2 présentent, pour l'essai YK43Tr3 et l'essai YK95Tr3 respectivement, les évolutions (i) des déformations locales axiale ε_{al}, radiale ε_{rl} et volumique ε_{vl} à la mi-hauteur de l'éprouvette au moyen des LVDTs ; (ii) de la déformation volumique

globale ε_{vg} déterminée à partir des échanges de fluides avec le CPV-conf et le CPV-CP ; et (iii) les pressions de confinement p_c, de contre-pression p_{CP} ainsi que leur différence, la contrainte de confinement "effective" p'_c . Notons que le terme "effective" utilisé ici pour p'_c est par l'abus de langage parce qu'au début de l'essai, les éprouvettes pourraient être non-saturées. Notons aussi que les déformations volumiques globales ε_{vg} déterminées avec le CPV-conf dans les essais triaxiaux sur YK43 (cellule HP3) ne sont pas présentées à cause de sa grande fluctuation (*c.f.* chapitre 2). Les résultats similaires des essais (YK43Tr1, 2) et (YK95Tr1, 2) sont présentés en annexe II (Figures II-1, II-2, II-3 et II-4).

On observe que les mesures des déformations locales dans les essais sur YK95 (cellule HP1-A2) sont plus stables que celles dans les essais sur YK43 (cellule HP3). La fluctuation des mesures de la déformation volumique globale ε_{vg} par CPV-CP dans la cellule HP3 est due à la variation de la température dans la salle d'essai puisque cette cellule n'est pas dotée de système permettant de maintenir sa température constante (*c.f.* chapitre 2). En revanche, les mesures de la déformation volumique globale ε_{vg} par CPV-CP dans la cellule HP1-A2 sont beaucoup plus stables en raison de la température quasi constante grâce à un thermocouple installée dans l'enceinte et un cordon chauffant qui l'enveloppe. Les mesures de la déformation volumique globale ε_{vg} par CPV-conf sont moins stables parce que le liquide de confinement est de l'huile de silicone qui a un coefficient de dilatation thermique plus élevé que celui de l'eau synthétique. Malgré cela, les deux types de mesure de la déformation volumique globale dans l'essai YK95Tr2 (Figure II-4) et dans l'essai YK95Tr3 (Figure 5-2) sont en bon accord.

Dans tous les deux essais, on observe clairement l'anisotropie des Argiles Yprésiennes, traduite par la différence entre les déformations locales axiale et radiale sous les chargements isotropes : $\varepsilon_a > \varepsilon_r$. En valeur absolue, la déformation volumique globale mesurée par les CPVs (principalement pendant la phase de déchargement) est plus élevée que celle locale déterminée par les LVDTs : $|\Delta\varepsilon_{vg}| > |\Delta\varepsilon_{vl}|$.

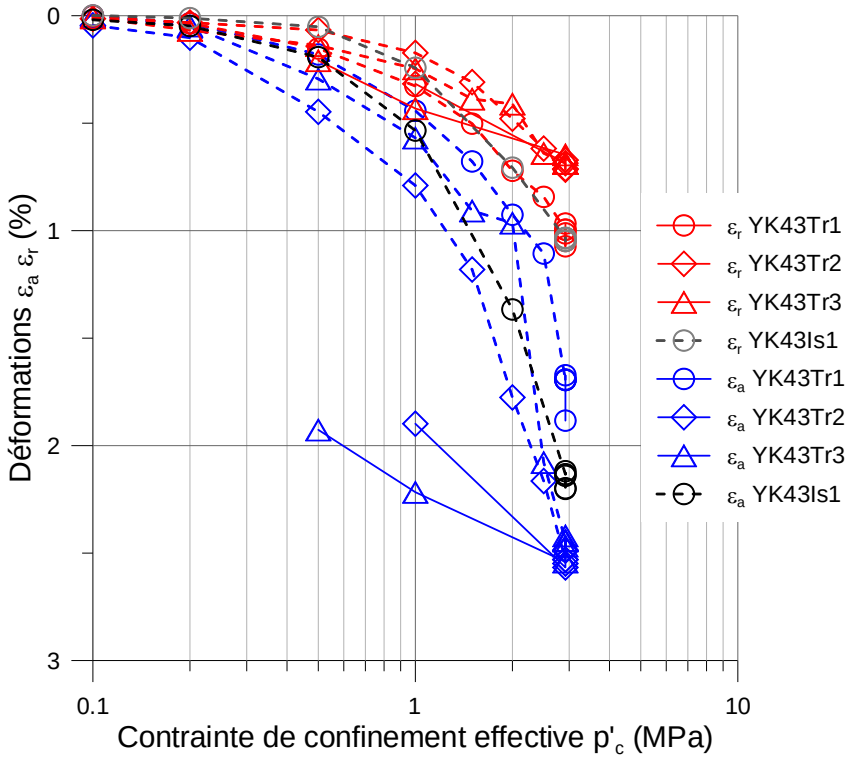


Figure 5-3 : Déformations locales avant le cisaillement dans les essais triaxiaux sur YK43

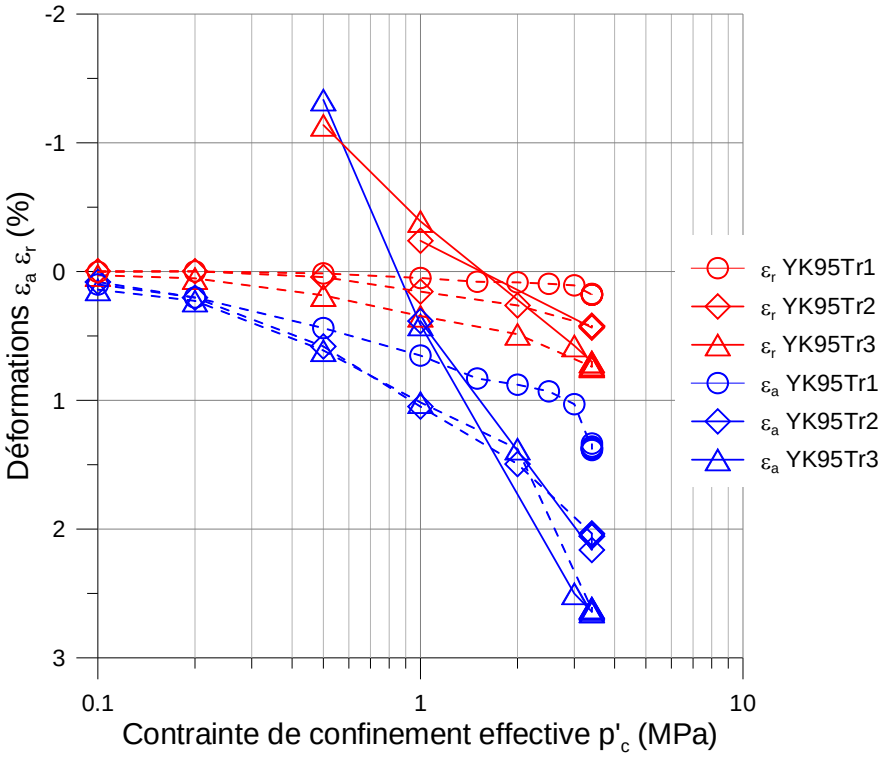


Figure 5-4 : Déformations locales avant le cisaillement dans les essais triaxiaux sur YK95

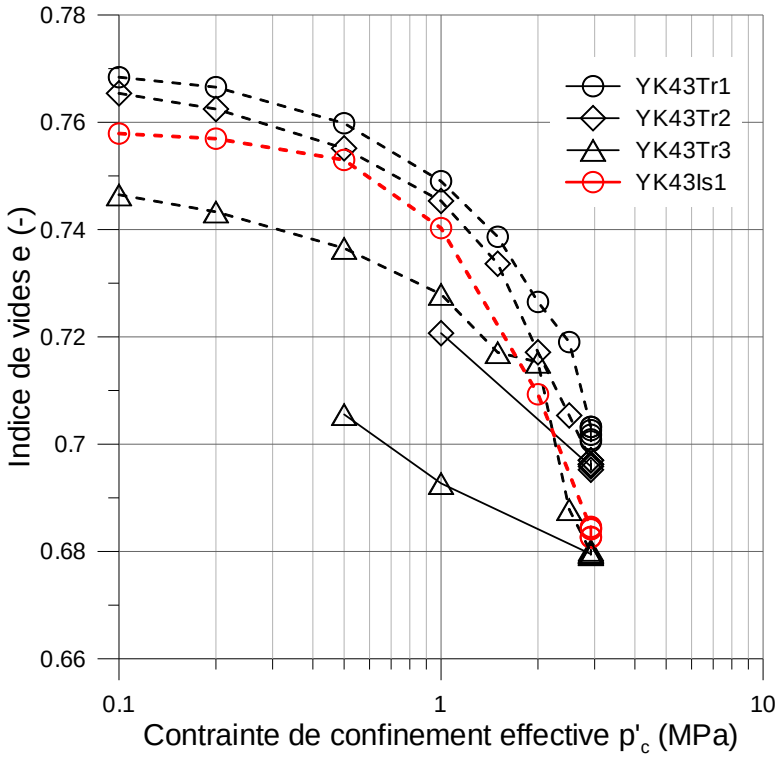


Figure 5-5 : Courbes de compression avant le cisaillement pour YK43

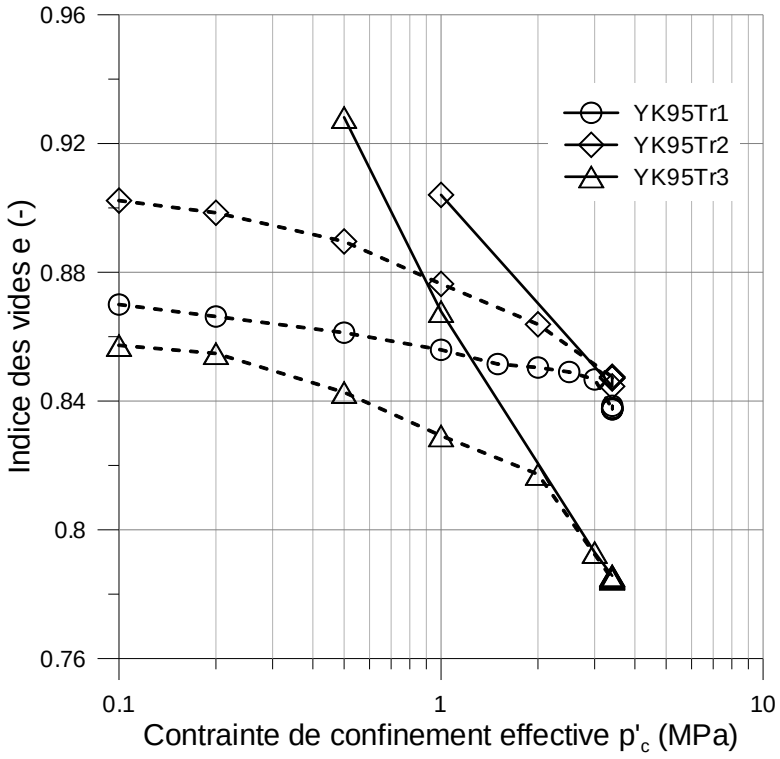


Figure 5-6 : Courbes de compression avant le cisaillement pour YK95

Les courbes ε_a – logp'_c et ε_r – logp'_c pendant la phase de consolidation des essais triaxiaux sur YK43 et YK95 sont présentées respectivement sur la Figure 5-3 et la Figure 5-4. Les courbes de compression e – logp'_c des essais triaxiaux sur YK43 et YK95 sont données successivement sur la Figure 5-5 et la Figure 5-6. Une partie des courbes ε_a – logp'_c, ε_r – logp'_c et e – logp'_c de l'essai isotrope YK43Is1 (*c.f.* chapitre 4) est aussi reportée sur la Figure 5-3 et la Figure 5-5 pour comparaison.

Le degré de saturation est calculé en supposant que la teneur en eau est constante : $S_r = G_s w/e = G_s w_0/e$. Les résultats montrent que YK43 atteint la saturation complète (S_r = 100 %) à une contrainte de confinement p_{sat} = 1,5 – 2 MPa dans tous les essais triaxiaux et isotropes. Les pentes des courbes ε_a – logp', ε_r – logp' (Figure 5-3) et e – logp' (Figure 5-5) sont donc plus faibles pour des faibles contraintes de confinement p_c que pour des contraintes p_c élevées. Il y a ainsi des changements de pentes marqués pour ces courbes à des contraintes de confinement p_c = 1,5 – 2 MPa. Ce type de comportement pendant le chargement initial sans contact avec de l'eau est aussi observé dans les essais œdométriques (*c.f.* paragraphes 4.3.1.1 et 4.4.1).

Pendant la mise en contact avec de l'eau synthétique et ensuite l'application d'une contre-pression de p_{CP} = 1 MPa par palier, tout en maintenant constante $p'_c = p_c - p_{CP} = \sigma'_{v0}$ = 2,92 MPa, YK43 présente des déformations négligeables dans tous les essais triaxiaux et dans l'essai isotrope. Ces déformations correspondent en fait à la continuation de la compression secondaire du dernier palier de chargement à $p_c = \sigma'_{v0}$ = 2,92 MPa, comme celles observées à l'œdomètre (*c.f.* chapitre 4). Cela confirme que la succion initiale s_0 diminue à zéro avant la saturation des conduits comme évoqué précédemment.

A la fin des déchargements à p'_c = 1 MPa (essai YK43Tr2) et 0,5 MPa (essai YK43Tr3) (p_{CP} = 1 MPa), les indices des vides sont en dessous de la valeur correspondant à p_{sat} pendant le chargement initial : $e < e_{sat} < e_0$. De plus, malgré une densité plus élevée et un déchargement à une contrainte de confinement effective p'_c plus faible, YK43Tr3 présente une pente de gonflement plus faible que YK43Tr2 (Figure 5-5). Cela confirme (i) la faible capacité de gonflement des Argiles Yprésiennes à cette profondeur, déjà mise en évidence en condition œdométrique (*c.f.* chapitre 4) ; et (ii) l'hétérogénéité des Argiles Yprésiennes même à l'échelle d'une seule carotte YK43. Cette hétérogénéité pourrait être liée à la microstructure du type "agrégat", à la présence des inclusions rigides et à la cinétique de gonflement (*c.f.* paragraphe 4.4.2).

Les degrés de saturation des éprouvettes des essais (YK95Tr1, 2) n'atteignent pas S_r = 100 % à la fin du chargement initial à $p_c = \sigma'_{v0}$ = 3,4 MPa. Pourtant, lors de la mise en contact avec de l'eau synthétique et l'application de la contre-pression de p_{CP} = 1 MPa, aucun gonflement n'est enregistré, et au contraire, de faibles compressions sont observées. Cette contradiction pourrait être liée à la présence des fissures dans ces éprouvettes. La saturation complète est atteinte à p_c = 1 MPa pour l'essai YK95Tr3 pendant le chargement initial sans contact avec de l'eau. En effet, (i) des changements de pentes marqués des courbes ε_a – logp'_c, ε_r – logp'_c (Figure 5-4) et e – logp'_c (Figure 5-6) à p_c = 2 MPa ; et (ii) de petites déformations pendant la mise en contact avec de l'eau synthétique et l'application de la contre-pression sont observées. Pendant le déchargement dans les essais (YK95Tr2, 3), à la contrainte de confinement effective de p'_c = 1 MPa, les indices des vides e dépassent déjà leurs valeurs initiales e_0 (Figure 5-6) ; ceci indique la forte capacité de gonflement des Argiles Yprésiennes à cette profondeur (membre Orchies) et est en accord avec les résultats en condition œdométrique (*c.f.* chapitre 4). De plus, avec un indice des vides e plus petit après l'application de p_{CP} = 1 MPa, l'éprouvette de l'essai YK95Tr3 a une pente de gonflement plus élevée que celle de l'essai YK95Tr2.

Tableau 5-1 : Déformations locales à la fin du chargement initial des Argiles Yprésiennes

	YK95Tr1	YK95Tr2	YK95Tr3	YK43Tr1	YK43Tr2	YK43Tr3
ε_{al} (%)	1,37	2,03	2,62	2,13	2,53	2,44
ε_{rl} (%)	0,18	0,42	0,74	1,03	0,67	0,69
$\varepsilon_{al}/\varepsilon_{rl}$ (-)	7,67	4,81	3,55	2,06	3,77	3,56

On observe aussi sur la Figure 5-3 et la Figure 5-4 l'anisotropie des Argiles Yprésiennes par leurs réponses en déformations locales axiale ε_{al} et radiale ε_{rl} au chargement et déchargement isotropes. La déformation dans la direction d'empilement préférentielle des particules argileuses est plus élevée que celle dans le plan de stratification pour tous les paliers : $|\Delta\varepsilon_{al}| > |\Delta\varepsilon_{rl}|$. De plus, le changement de la pente de compression des courbes ε_a – logp'_c est plus marqué que celui des courbes ε_r – logp'_c. Les déformations locales ε_{al} et ε_{rl} à la fin du chargement isotrope initial sans contact avec de l'eau à $p_c = \sigma'_{v0}$ dans les essais triaxiaux sur (YK43, 95) sont présentées dans le Tableau 5-1. Les déformations locales $\Delta\varepsilon_{al}$ et $\Delta\varepsilon_{rl}$ pour les paliers de déchargement sont résumées dans le Tableau 5-2. On observe que

YK95, malgré son état initial fissuré, montre des rapports $\varepsilon_{al}/\varepsilon_{rl}$ et $\Delta\varepsilon_{al}/\Delta\varepsilon_{rl}$ plus élevés que YK43. Ces résultats sont en accord avec la différence entre ces deux carottes par les observations au MEB : YK95 montre une orientation préférentielle des particules d'argiles plus claire que YK43.

Tableau 5-2 : Déformations locales pendant les déchargements des Argiles Yprésiennes

	Paliers	YK95Tr2	YK95Tr3	YK43Tr2	YK43Tr3
$\Delta\varepsilon_{al}$ (%)	p'_c = σ'_{v0} – 1 MPa	-1,78	-2,23	-0,67	-0,32
$\Delta\varepsilon_{rl}$ (%)		-0,67	-1,09	-0,37	-0,21
$\Delta\varepsilon_{al}/\Delta\varepsilon_{rl}$ (-)		2,63	2,04	1,81	1,51
$\Delta\varepsilon_{al}$ (%)	p'_c = 1 – 0,5 MPa		-1,75		-0,29
$\Delta\varepsilon_{rl}$ (%)			-0,75		-0,22
$\Delta\varepsilon_{al}/\Delta\varepsilon_{rl}$ (-)			2,34		1,30
$\Delta\varepsilon_{al}$ (%)	$p'_c = \sigma'_{v0}$ = 3,4 – 3 MPa		-0,14		
$\Delta\varepsilon_{rl}$ (%)			-0,13		
$\Delta\varepsilon_{al}/\Delta\varepsilon_{rl}$ (-)			1,12		

Un petit palier de déchargement de $p'_c = \sigma'_{v0}$ = 3,4 à 3 MPa est réalisé dans l'essai YK95Tr3. Selon les interprétations au chapitre 4, le comportement de YK95 à ce palier peut être considéré comme principalement gouverné par l'effet mécanique. On observe dans le Tableau 5-2 que la différence entre les déformations axiale et radiale est assez faible : $\Delta\varepsilon_{al}/\Delta\varepsilon_{rl}$ = 1,12. Cela signifie que le comportement élastique de YK95 (fissurée) est plus ou moins isotrope.

5.3. Cisaillement

5.3.1. Déformations locale et globale

La Figure 5-7 présente les déformations axiales locales ε_{al} et globales ε_{ag} des éprouvettes de YK43 pendant le cisaillement. Les déformations volumiques locales ε_{al} et globales ε_{vg} correspondantes sont présentées sur la Figure 5-8. Notons que les déformations locales sont mesurées à la mi-hauteur de l'éprouvette avec les cinq LVDTs, la déformation

axiale globale ε_{ag} avec le comparateur installé sur le piston à l'extérieure de l'enceinte et la déformation volumique globale ε_{vg} avec le CPV-CP. Les formes des éprouvettes après-essai sont montrées sur la Figure 5-9.

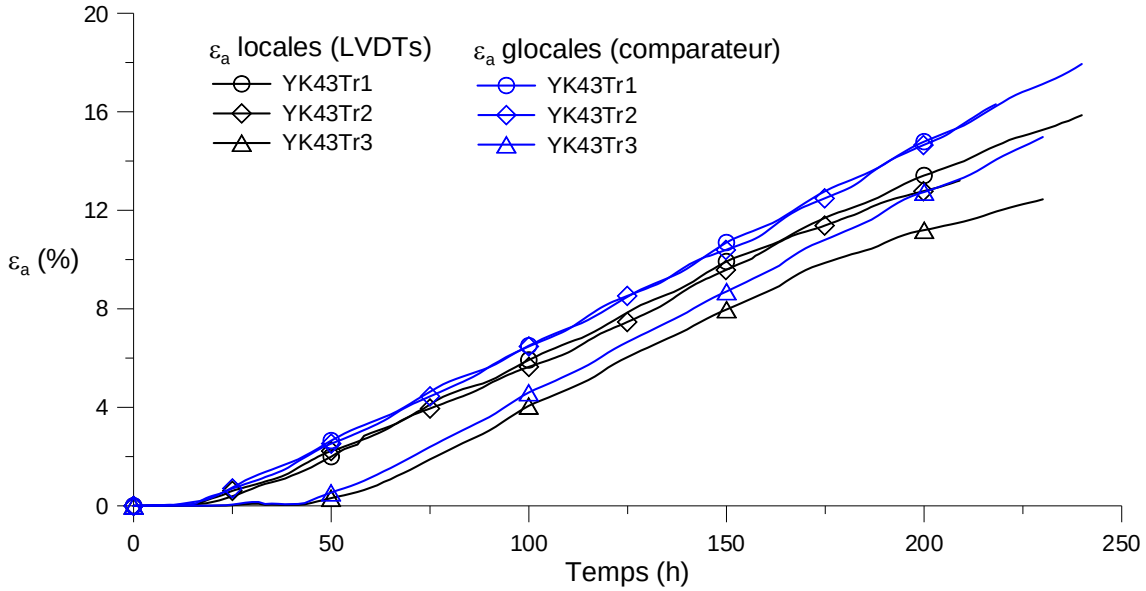


Figure 5-7 : Déformations axiales globale et locale pendant le cisaillement dans les essais triaxiaux sur YK43

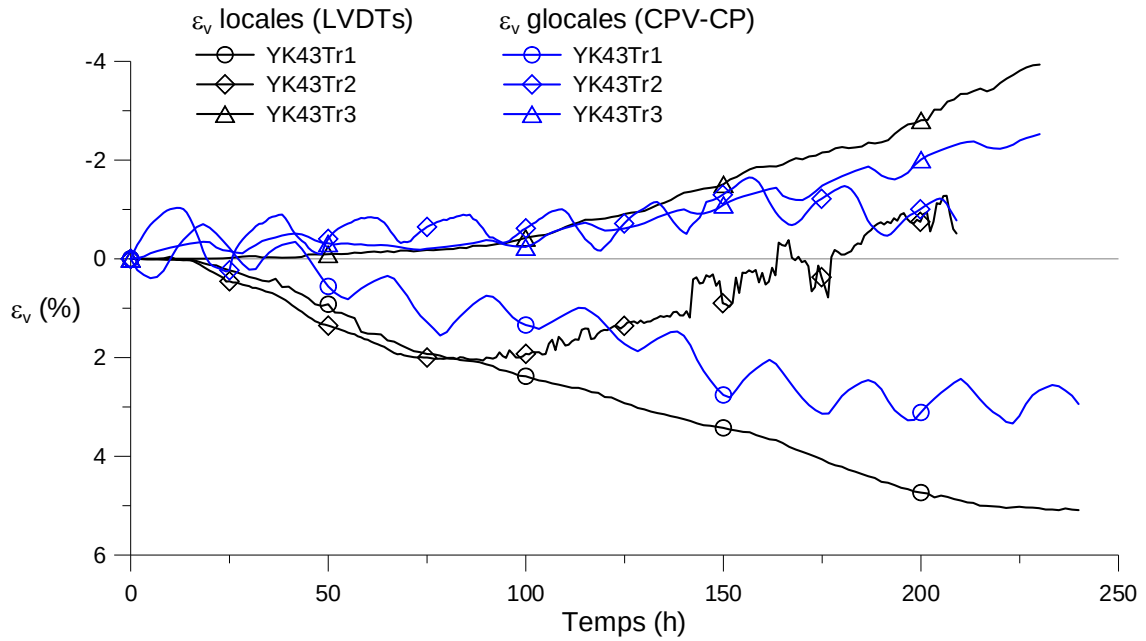


Figure 5-8 : Déformations volumiques globale et locale pendant le cisaillement dans les essais triaxiaux sur YK43

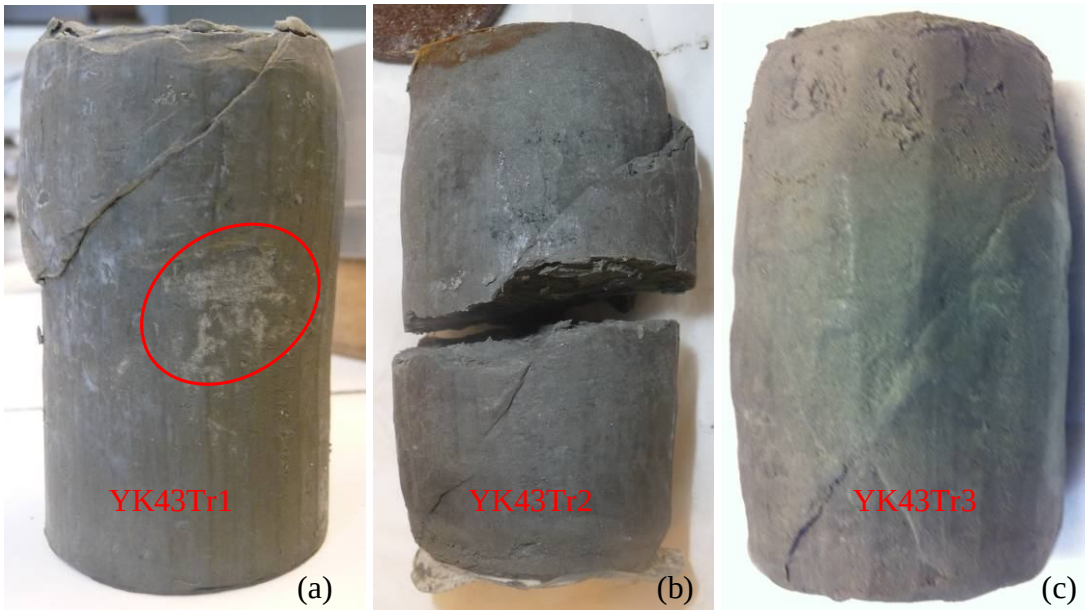


Figure 5-9 : Eprouvettes de YK43 après-essai

On observe que les déformations axiales globales ε_{ag} après correction (*c.f.* chapitre 2) sont proches de celles locales ε_{al} correspondantes. Au début du cisaillement, la vitesse de déformation axiale (globale et locale) de l'éprouvette est faible, bien que la vitesse de déplacement du piston soit imposée à 1 µm/min. Ceci est expliqué par la mise en contact entre le piston et l'embase supérieure (*c.f.* chapitre 2). On observe dans tous les trois essais triaxiaux sur YK43 que la déformation axiale globale est toujours plus élevée que celle locale $\varepsilon_{ag} > \varepsilon_{al}$.

On constate sur l'essai YK43Tr1 que la déformation volumique locale ε_{vl} est supérieure à celle globale ε_{vg} (Figure 5-8) et que leur différence ($\varepsilon_{vl} - \varepsilon_{vg}$) augmente avec le cisaillement. Notons que l'éprouvette de l'essai YK43Tr1 (Figure 5-9a) contient une concentration de carbonates à la mi-hauteur où la déformation radiale locale est mesurée. En revanche, dans l'essai YK43Tr3, la déformation volumique locale est inférieure à celle globale $\varepsilon_{vl} < \varepsilon_{vg}$ (Figure 5-8). Pourtant, cette différence n'est claire qu'à la fin du cisaillement. Malgré ces différences, on observe dans les deux essais (YK43Tr1, 3) que les mesures des déformations volumiques locale et globale varient dans les mêmes sens. Par contre, ces deux mesures dans l'essai YK43Tr2 sont discordantes (Figure 5-8). La déformation volumique globale ε_{vg} par CPV-CP est quasi constante tandis que celle locale ε_{vl} par LVDTs présente une contractance suivie d'une dilatance.

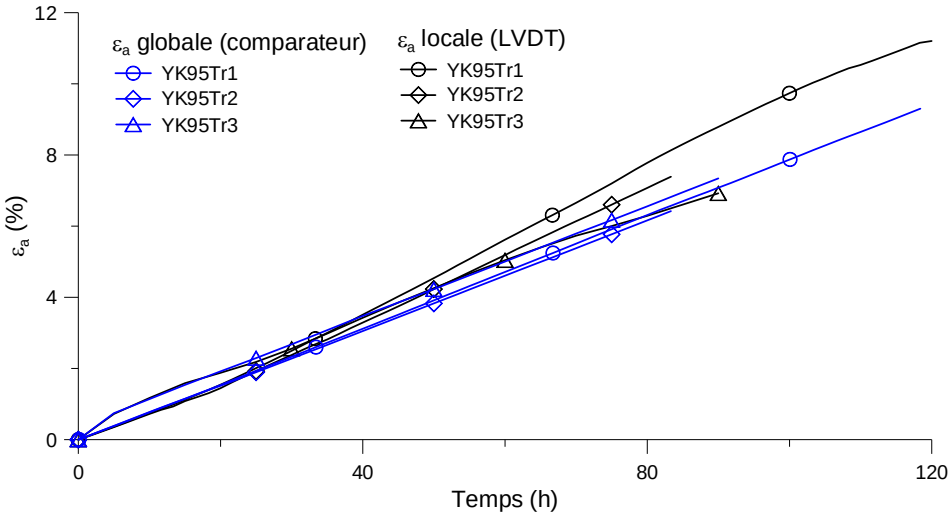


Figure 5-10 : Déformations axiales globale et locale pendant le cisaillement dans les essais triaxiaux sur YK95

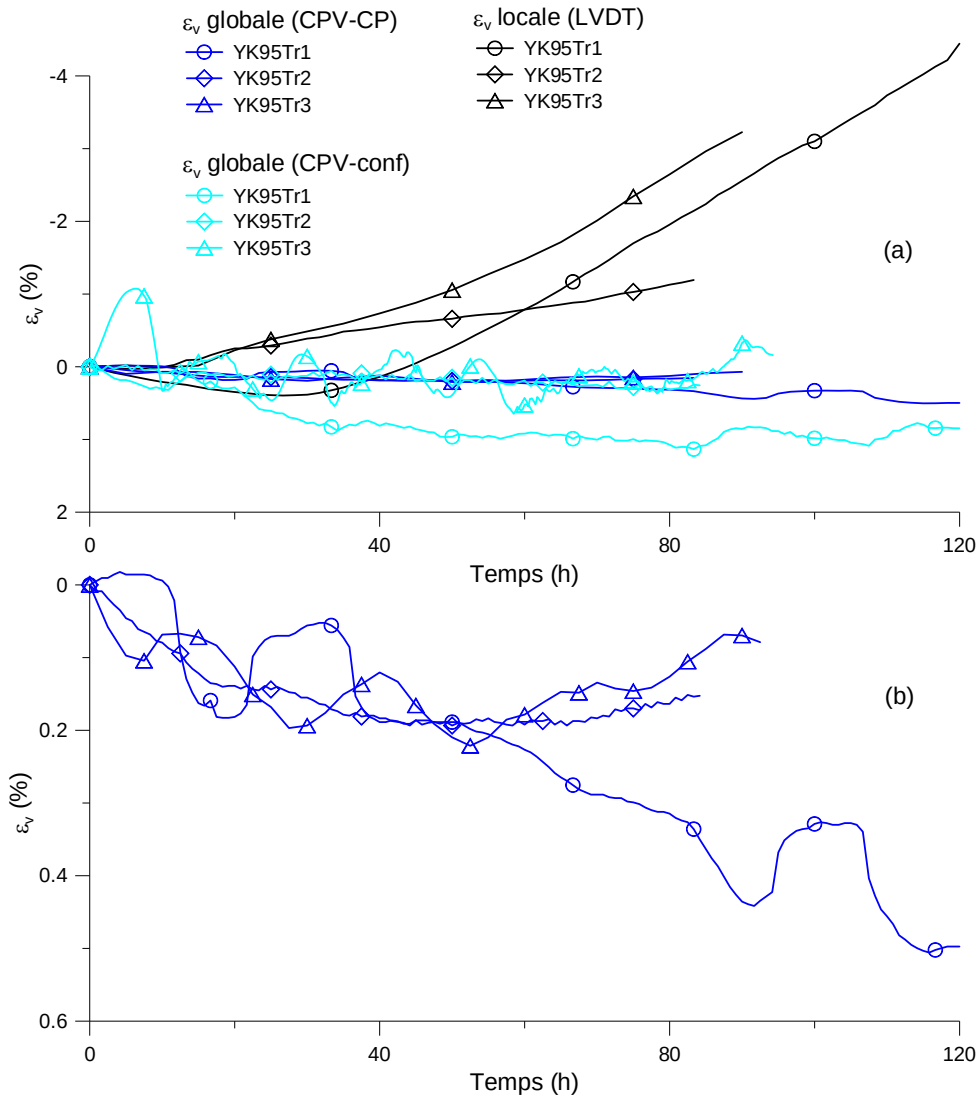


Figure 5-11 : Déformations volumiques globale et locale pendant le cisaillement dans les essais triaxiaux sur YK95

Figure 5-12 : Eprouvettes après-essai de YK95

Les Figures 5-10, 5-11 et 5-12 présentent respectivement les déformations axiales locales ε_{al} et globales ε_{ag}, les déformations volumiques locales ε_{vl} et globales ε_{vg} pendant le cisaillement et les formes des éprouvettes après essai. Contrairement à YK43 (Figure 5-7), les déformations axiales des éprouvettes de YK95 augmentent dès le début du cisaillement suivant la vitesse de déplacement imposée du piston (Figure 5-10). A la fin du cisaillement dans les essais (YK95Tr1, 2), les déformations axiales locales deviennent plus importantes que celles globales : $\varepsilon_{al} > \varepsilon_{ag}$. Pour l'essai YK95Tr3, une bonne cohérence entre ε_{al} et ε_{ag} est obtenue. Notons pour cet essai que, à cause d'une erreur technique, la vitesse de déplacement du piston au début du cisaillement (pendant environ 5 heures, $\varepsilon_a < 0{,}7$ %) est de 2 µm/mn. Elle est ensuite diminuée à 1 µm/mn comme pour les autres essais. Au niveau de la déformation volumique, on observe de fortes divergences entre les mesures locales et globales : les mesures globales par CPV-CP et CPV-conf (Figure 5-11a, b) indiquent de faibles contractances, avec une petite dilatance seulement pour l'essai YK95Tr3, tandis que les mesures locales par LVDTs (Figure 5-11a) montrent des dilatances importantes pour tous les trois essais.

5.3.2. Comportement au cisaillement

La Figure 5-13 présente les résultats typiques d'un essai triaxial réalisé sur YK73 (cellule HP1-A1). On observe de bons accords entre les mesures par le capteur de force à

l'intérieur et celles par le capteur de force à l'extérieur de l'enceinte au niveau des valeurs de contrainte moyenne effective *p'* et de contrainte déviatorique *q*. Les valeurs déterminées avec le capteur de force à l'intérieur sont pourtant nettement plus stables que celles avec le capteur à l'extérieur qui subit des fluctuations de la contrainte de confinement p_c et surtout du frottement entre le piston et le couvercle (*c.f.* chapitre 2). On observe également un bon accord entre la déformation volumique (globale) déterminée par CPV-conf et celle par CPV-CP.

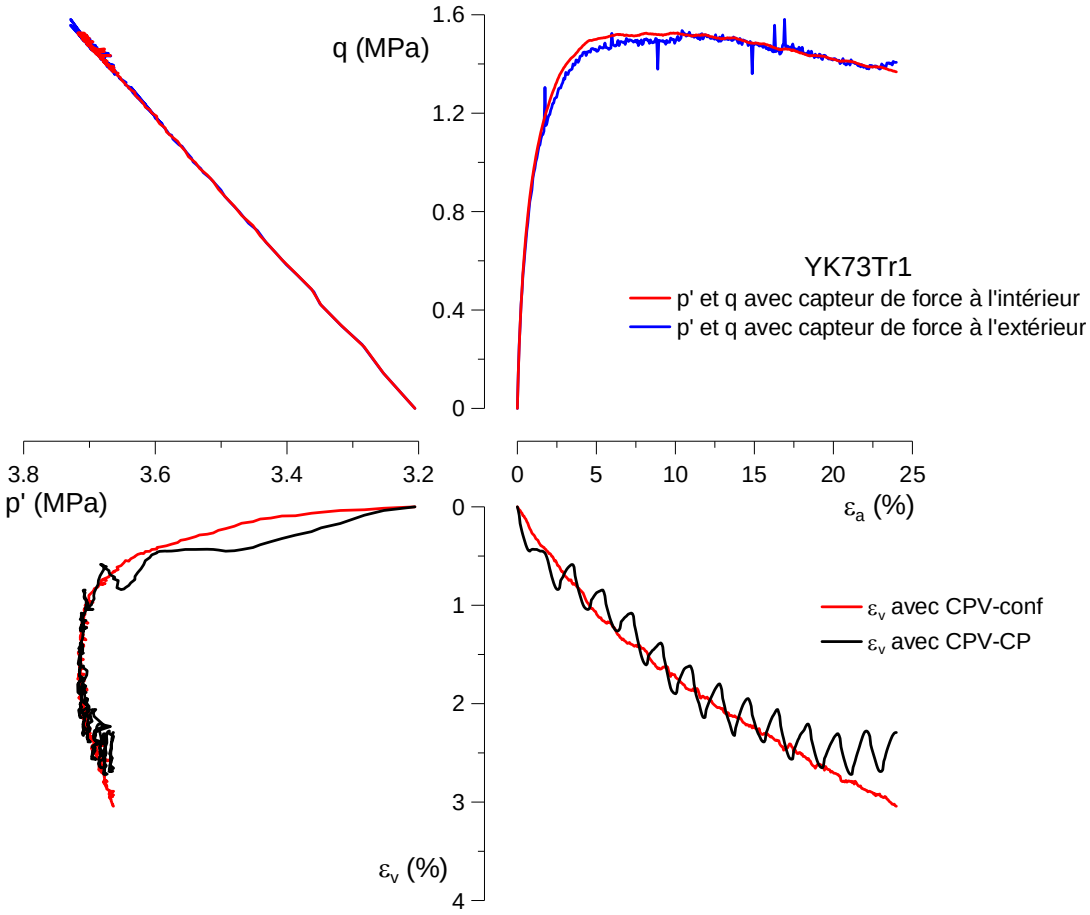


Figure 5-13 : Résultats de l'essai triaxial YK73Tr1

Les résultats des trois essais triaxiaux sur BE75 (cellule HP1) avec des contraintes de confinement effectives $p'_c = \sigma'_{v0}$ = 2,2 MPa ; 1 MPa ; 0,5 MPa sont présentés sur la Figure 5-14. Les résultats similaires des essais triaxiaux avec la cellule HP1 sur (BE83, 96, 104, 112) et YK64 sont présentés en annexe II (Figures II-5, II-6, II-7, II-8 et II-9). Dans ces essais, la déformation volumique (globale) ε_v est déterminée avec le CPV-CP, les contraintes

moyenne effective *p'* et déviatorique *q* avec le capteur de force à l'extérieur (le seul capteur de force disponible pour la cellule HP1). Les résultats des essais triaxiaux sur YK43 (cellule HP3) et sur YK95 (cellule HP1-A2) sont présentés respectivement sur la Figure 5-15 et la Figure 5-16. Dans les essais sur YK43, la contrainte déviatorique *q* est déterminée avec le capteur de force à l'intérieur ou avec le CPV de déviateur (CPV-dev). Dans les essais sur YK95, *q* est calculée au moyen des deux capteurs de force à l'intérieur et à l'extérieur de l'enceinte. Les déformations axiales globale avec le comparateur et locale avec les LVDTs, les déformations volumiques globale avec le CPV-CP et locale avec les LVDTs sont toutes présentées.

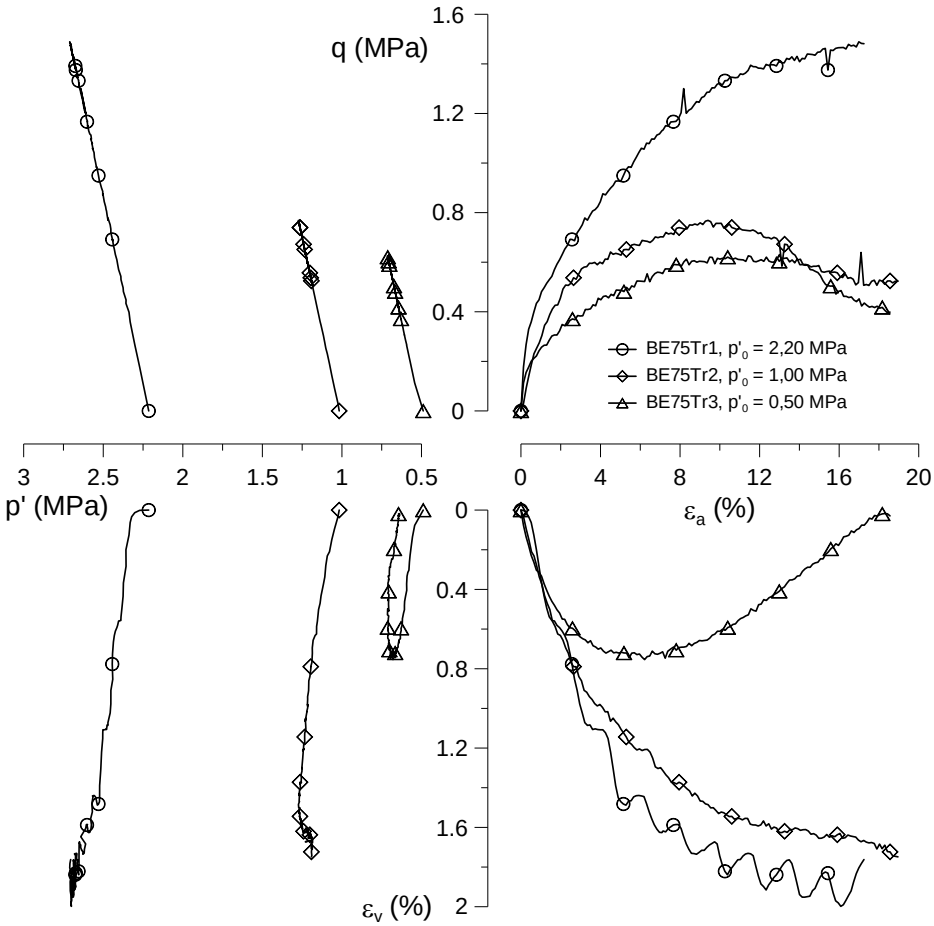


Figure 5-14 : Résultats des essais triaxiaux sur BE75

La relation entre la contrainte déviatorique *q* et la déformation axiale ε_a montre que le comportement déviatorique des Argiles de Boom et Yprésiennes pourrait être divisé en trois phases. La première phase est assez courte (ε_a < 0,5 %) et correspond à une variation quasi-

linéaire entre q et ε_a. Elle est suivie d'une augmentation non-linéaire de q observée dans la gamme de déformation axiale de 0,5 % < ε_a < 4 ÷ 16 %. Enfin, en fonction de l'état de l'éprouvette avant le cisaillement, il peut y avoir soit un plateau horizontal soit une diminution de la contrainte déviatorique q.

Pour les essais BE(75, 83, 96, 112)Tr1 dont le cisaillement est réalisé sous une contrainte de confinement effective égale à la contrainte *in situ* effective (supposé K_0 = 1) : $p'_c = \sigma'_{v0}$, il y a croissance de la contrainte déviatorique q jusqu'à la fin du cisaillement ($\varepsilon_a \approx$ 20 %), *i.e.* avec seulement deux phases de comportement. Les déformations volumiques ε_v sont toujours contractantes et tendent à se stabiliser à la fin des essais. Pour BE104Tr1, la contrainte déviatorique q atteint sa valeur maximale à ε_{ap} = 11 % et reste à cette valeur jusqu'à la fin. Les déformations volumiques ε_v des deux essais BE(104, 112)Tr1 commencent à se stabiliser plus tôt que celles des trois autres profondeurs de l'Argile de Boom à Essen, soit à ε_{ac} = 8 %.

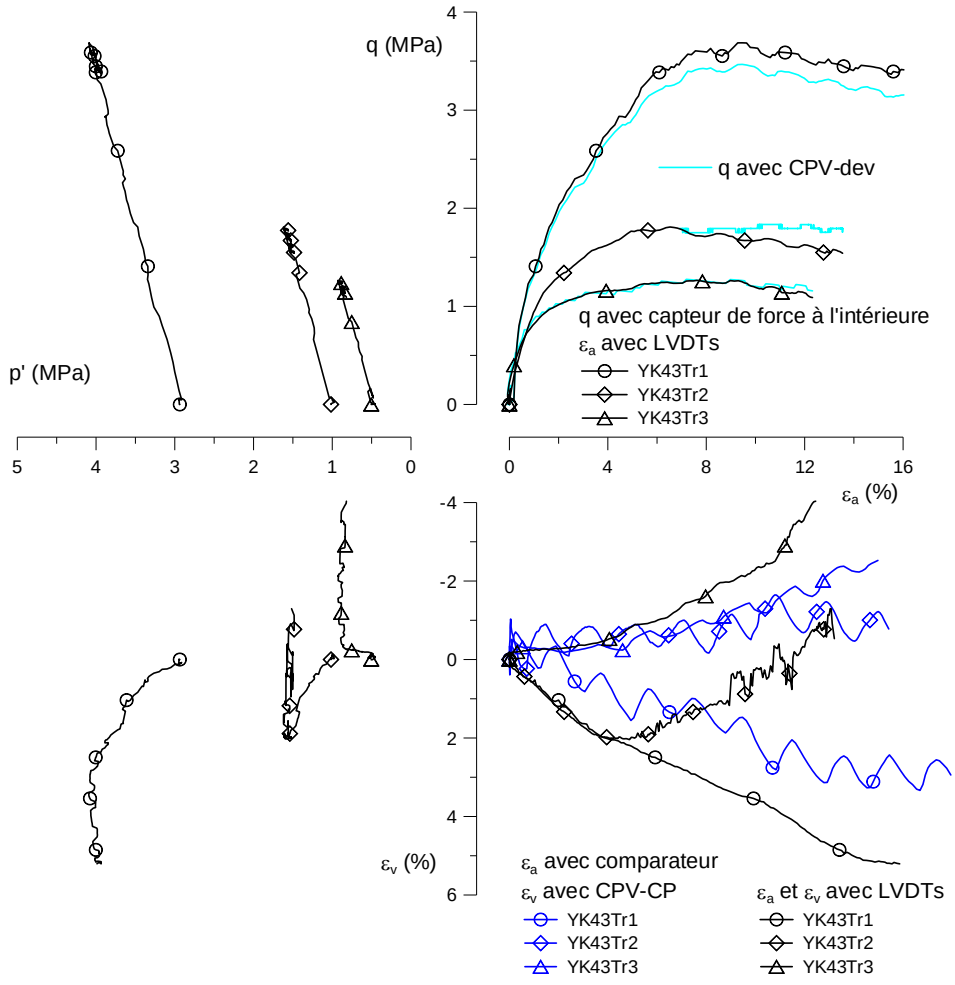


Figure 5-15 : Résultats des essais triaxiaux sur YK43

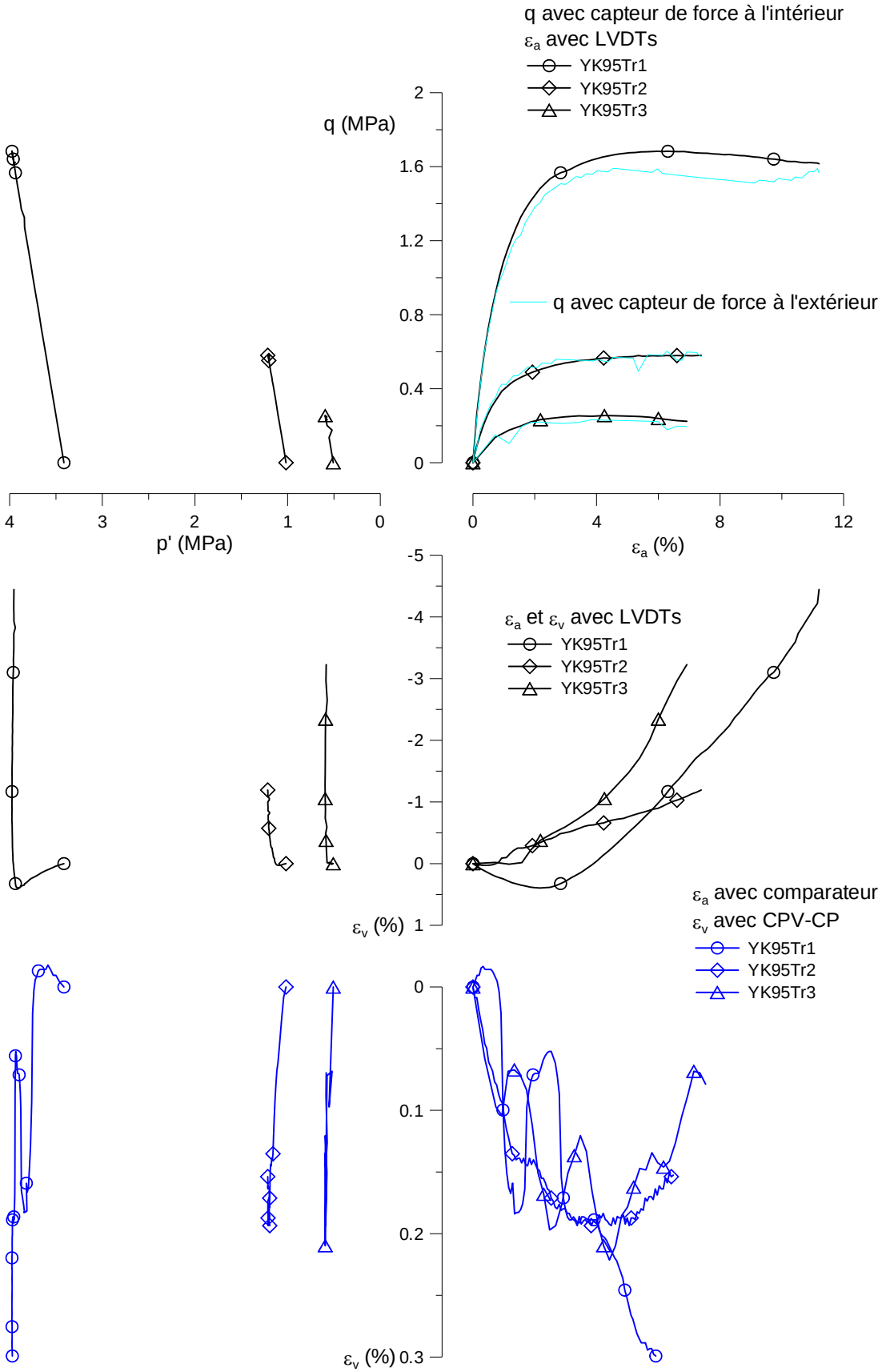


Figure 5-16 : Résultats des essais triaxiaux sur YK95

Pour les Argiles Yprésiennes, les contraintes déviatoriques q atteignent des valeurs maximales au milieu du cisaillement, correspondant à des déformations axiales ε_{ap} = 4 – 8 %. Ensuite, q est stable à sa valeur maximale pour YK64Tr1, mais diminue légèrement pour YK(43, 73, 95)Tr1. Notons que ces trois dernière carottes présentent des rapports *YSR* plus élevés que YK64 (*c.f.* Tableau 4.3). Notons aussi que YK43 contient plus de carbonates que les autres carottes d'Argiles Yprésiennes étudiées. Le comportement volumique dans tous les quatre essais est contractant, sauf pour la déformation volumique de YK95, mesurée de façon locale, qui présente une dilatance importante (*c.f.* paragraphe 5.3.1).

La faible contrainte de confinement effective p'_c = 0,5 MPa correspond à des rapports *YSR* = 8 – 10 pour les Argiles Yprésiennes et 5 – 6 pour l'Argile de Boom à Essen (*c.f.* Tableau 4-3, supposé K_0 = 1). Le comportement volumique à la fin de tous les essais à p'_c = 0,5 MPa est nettement dilatant. Les états caractéristiques ont lieu à une déformation axiale ε_{ac} ≈ 5 % pour (BE75, 83, 96), 2 % pour (BE104, 112), YK64, et presque dès le début pour YK43. Pour YK95Tr3 (Figure 5-16), la mesure locale donne ε_{ac} ≈ 0 % tandis que celle globale donne ε_{ac} ≈ 5 %. Les valeurs maximales de contrainte déviatorique q apparaissent à différentes déformations axiales : ε_{ap} ≈ 15 % pour (BE75, 83), 10 % pour BE96, 5 % pour (BE104, 112) et 3 % pour (YK43, 64, 95). Les pics de contrainte déviatorique q ne sont présents pourtant que dans les essais sur (BE75, 83, 104) et YK64.

Pour les essais dont le cisaillement est réalisé sous une contrainte de confinement effective p'_c = 1 MPa correspondant à des rapports *YSR* = 4 – 5 pour les Argiles Yprésiennes et 2 – 3 pour l'Argile de Boom (*c.f.* Tableau 4-3), le comportement volumique est toujours contractant pour (BE75, 83, 96). Pour (BE104, 112) et (YK43, 64, 95), des dilatances sont observées à la fin des essais. Les courbes $q - \varepsilon_a$ pour les essais BE(83, 96)Tr2 comportent seulement deux phases comme pour les essais BE(83, 96)Tr1. Les courbes de (BE75, 104) et (YK43, 64) présentent des pics de q à ε_a ≈ 10 et 5 %, respectivement, suivis des diminutions de q. Les troisièmes phases des courbes $q - \varepsilon_a$ des essais BE112Tr2 et YK95Tr2 consistent en plateaux de q à partir de ε_a ≈ 4 %.

5.3.3. Caractéristiques élastiques

En se basant sur les courbes $q - \varepsilon_a$ et $\varepsilon_v - \varepsilon_a$, les caractéristiques élastiques E et ν sont déterminées sous l'hypothèse d'un comportement isotrope. Le module d'Young E est pris

comme module sécant à la déformation axiale ε_a = 0,2 %. La pente initiale sécante de la courbe $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ est prise jusqu'à ε_a = 0,2 % avec les mesures locales et à ε_a = 0,5 % avec les mesures globales. Cette différence est liée à la fluctuation plus importante de la mesure globale. Le coefficient de Poisson ν est déduit du rapport $\varepsilon_v/\varepsilon_a$ avec la formule $\nu = 0{,}5 - \varepsilon_v/(2\varepsilon_a)$. Les valeurs des paramètres E et ν des argiles de Boom à Essen et yprésiennes à Kallo sont résumées dans le Tableau 5-3.

Tableau 5-3 : Paramètres élastiques *E*, *ν*

Carottes	Essais	p'0 (MPa)	Mesures globales		Mesures locales	
			E (MPa)	ν (-)	E (MPa)	ν (-)
YK43	YK43Tr01	2,92	210,5		365,0	0,25
	YK43Tr02	1,00	100,0		145,0	0,26
	YK43Tr03	0,50	95,0		127,3	
YK64	YK64Tr01	3,10	293,3	0,21		
	YK64Tr02	1,00	150,0	0,41		
	YK64Tr03	0,50	84,2	0,42		
YK73	YK73Tr1	3,20	185,0	0,27		
YK95	YK95Tr1	3,40	180,0	0,46	185,0	0,34
	YK95Tr2	1,00	40,0	0,47	65,0	0,45
	YK95Tr3	0,50	26,3	0,42	26,3	0,46
BE75	BE75Tr01	2,20	125,0	0,22		
	BE75Tr02	1,00	54,5	0,26		
	BE75Tr03	0,50	45,0	0,24		
BE83	BE83Tr01	2,27	168,4	0,23		
	BE83Tr02	1,00	105,7	0,37		
	BE83Tr03	0,50	70,5	0,34		
BE96	BE96Tr01	2,40	127,8	0,27		
	BE96Tr02	1,00	89,5	0,35		
	BE96Tr03	0,50	54,5	0,32		
BE104	BE104Tr01	2,48	157,1	0,28		
	BE104Tr02	1,00	131,6	0,35		
	BE104Tr03	0,50	57,9	0,37		

BE112	BE112Tr01	2,56	205,0	0,18
	BE112Tr02	1,00	165,0	0,30
	BE112Tr03	0,50	75,0	0,33

A la contrainte de confinement effective égale à la contrainte *in situ* effective : $p'_c = \sigma'_{v0}$, les module d'Young de (YK43 et 64), E = 210 et 293 MPa, sont clairement plus grands que ceux de (YK73, 95), E = 185 et 180 MPa. Pour l'Argile de Boom, BE112 présente la valeur la plus grande du module d'Young : E = 205 MPa. Des valeurs de (BE83, 104) et BM (Le, 2008) sont comparables – $E \approx 160 – 178$ MPa et plus élevées que celles de (BE75, 96) - E = 125 MPa. Cela montre une bonne homogénéité horizontale de l'Argile de Boom entre Mol et Essen. Ces valeurs du module d'Young à la contrainte *in situ* effective, $E_{\sigma'v0}$, pour l'agile de Boom (à Mol et à Essen) sont inférieures à celles obtenues par Coll (2005): $E_{\sigma'v0}$ = 230 MPa (*c.f.* paragraphe 1.3.7.1).

A des contraintes de confinement effectives plus faibles, p'_c = 1 et 0,5 MPa, les valeurs du module d'Young E des Argiles de Boom et Yprésiennes diminuent jusqu'à la moitié et le tiers des valeurs correspondantes dans les essais à $p'_c = \sigma'_{v0}$, sauf pour YK95 dont les valeurs de E décroît plus fortement, de 5 – 7 fois. Les diminutions du module d'Young en fonction de la contrainte de confinement effective p'_c pour l'Argile de Boom à Essen à différentes profondeurs sont similaires. La variation du module d'Young E avec la profondeur pour les argiles de Boom à Essen et yprésiennes à Kallo à ces faibles contraintes de confinement effectives est par conséquent identique à celle à la contrainte de confinement *in situ*. Des valeurs du module d'Young de l'Argile de Boom à p'_c= 0,5 MPa est du même ordre de grandeur que celles obtenue par Coll (2005) à p'_c = 0,4 MPa.

Le coefficient de Poisson varie avec la contrainte de confinement effective p'_c, sauf pour YK95 et BE75 avec $\nu \approx 0,45$ et 0,25, respectivement. Pour les autres carottes, le coefficient de Poisson à $p'_c = \sigma'_{v0}$ varie dans la gamme de $\nu = 0,2 – 0,3$ qui est de 1,5 – 2 fois plus petit que ceux à p'_c = 1 et 0,5 MPa.

Pour les éprouvettes de YK43 (cellule HP3) et YK95 (HP1-A2) dont les déformations locales sont mesurées avec des LVDTs, les paramètres E et ν sont estimés avec ces mesures. Les résultats sont aussi reportés dans le Tableau 5-3. On observe que les valeurs du module d'Young E de YK43 sont environ 50 % plus élevées que celles avec des mesures globales. En

revanche, les valeurs du module d'Young E de YK95 évaluées au moyen des deux mesures sont comparables.

Grâce aux mesures locales de déformations verticale et radiale, les paramètres élastiques de l'anisotropie orthotrope E_v, E_h, ν_{hv}, ν_{hh} (*c.f.* paragraphe 1.3.1) sont déterminés pour YK43 avec les essais YK43Is1, YK43Tr1 et pour YK95 avec les essais (YK95Tr1, 3). Ces paramètres correspondent à l'état de contrainte isotrope $p' = \sigma'_{v0}$ = 2,92 MPa pour YK43 et 3,40 MPa pour YK95. Suivant la formule (1.2), les valeurs de E et ν déterminées ci-dessus dans le cas de l'élasticité isotrope (Tableau 5-3) sont en fait E_v et ν_{hv} dans le cas de l'élasticité anisotrope orthotrope. En raison du manque de chemin de chargement, on se recourt à un facteur d'anisotropie α (Graham et Houlsby, 1983 ; Houlsby, 1981). Soit $\delta\varepsilon_r$ une déformation par un petit incrément de chargement ou de déchargement isotrope élastique $\delta p'$ à partir de $p' = \sigma'_{v0}$, on a :

$$\frac{1-\nu_{hh}}{E_h} = \frac{\nu_{hv}}{E_v} + \frac{\delta\varepsilon_r}{\delta p'} \tag{5.1}$$

$$E_h = \alpha^2 E_v \tag{5.2}$$

$$\nu_{hh} = \alpha \nu_{hv} \tag{5.3}$$

$$\alpha = \frac{-\nu_{hv} + \sqrt{\nu_{hv}^2 + 4\left(\nu_{hv} + \dfrac{E_v}{\delta p'/\delta\varepsilon_r}\right)}}{2\left(\nu_{hv} + \dfrac{E_v}{\delta p'/\delta\varepsilon_r}\right)} \tag{5.4}$$

Pour YK43, E_v = 365 MPa et ν_{hv} = 0,25 (Tableau 5-3) sont déterminés à partir de l'essai YK43Tr1 sous $p'_c = \sigma'_{v0}$ = 2,92 MPa. Le petit incrément de chargement isotrope élastique est de $p' = \sigma'_{v0}$ = 2,92 MPa à 3,5 MPa dans l'essai YK43Is1 (bien en-deçà de la limite élastique p'_y = 3,9 MPa – *c.f.* paragraphe 4.3.2). On obtient α = 1,1374 ; E_{hh} = 472 MPa et ν_{hh} = 0,28. De plus, considérant le premier palier de σ_v = 3,2 à 2 MPa du chemin de déchargement C-D (Figure 4-9) dans l'essai œdométrique à haute pression YK43O1 où le comportement du sol est élastique (gouverné par l'effet mécanique – *c.f.* paragraphe 4.4.4), on a, suivant la formule (1.2) :

$$\delta\varepsilon_v = \frac{\delta\sigma_v}{E_v} - \frac{\nu_{hv}}{E_h}\delta\left(K_0\sigma_v\right) \tag{5.5}$$

La valeur du coefficient de pression des terres au repos à σ_v = 3,2 MPa a été déterminée au paragraphe 4.3.2 : $K_{0\sigma v3,2}$ = 0,84 ; celle à σ_v = 2 MPa suivant la formule (5.5) est donc $K_{0\sigma v2}$ = 0,69. On observe une diminution du coefficient de pression des terres au repos pendant le déchargement œdométrique, ce qui est cohérent avec des résultats sur la variation de K_0 rapportés dans la littérature (Brooker et Ireland, 1965 ; Hughes et al., 1977 ; Jaky, 1944 ; Mayne et Kulhawy, 1982 ; Michalowski, 2005 ; Schmidt, 1966).

Pour YK95, à $p' = \sigma'_{v0}$ = 3,4 MPa, on a E_v = 185 MPa et ν_{hv} = 0,34 (Tableau 5-3). Le petit incrément de déchargement isotrope élastique est de $p' = \sigma'_{v0}$ = 3,4 à 3 MPa dans l'essai YK95Tr3 (bien au-delà de la contrainte seuil p'_s – Figure 5-6). On obtient alors α = 0,8744, E_{hh} = 141 MPa et ν_{hh} = 0,30.

On observe que le module d'Young de YK43 dans le plan de litage est plus élevé que celui dans la direction verticale ; ceci est typique pour les sédiments profonds. Pour YK95, c'est le contraire qui est obtenu.

5.3.4. Surface de charge

La limite élastique peut être déterminée avec différentes approches (*c.f.* chapitre 1). Dans ce chapitre, le critère basant sur la déformation volumique proposé par Moulin (1989), utilisé par Cui et Delage (1996), Le (2008), Sultan (1997) et Sultan et al. (2010) est adopté. Ce critère considère que la limite élastique correspond à l'intersection de deux parties linéaires sur la courbe ε_v – logp' comme le montre la Figure 5-17a pour l'essai YK43Tr1. La déformation axiale ε_{ay} et la contrainte déviatorique q_y correspondant à la limite élastique sont déduites (voir la Figure 5-17b).

Les limites élastiques des Argiles de Boom et Yprésiennes pour les chemins de chargement isotrope et œdométrique ont été déterminées dans le chapitre 4. Les composantes horizontales σ_{hy} des états de contrainte aux limites élastiques pour les Argiles de Boom et Yprésiennes en condition œdométrique sont calculées, de façon approximative, avec une valeur de K_0 = 0,84 pour BM et YK43 (*c.f.* paragraphe 4.3.2).

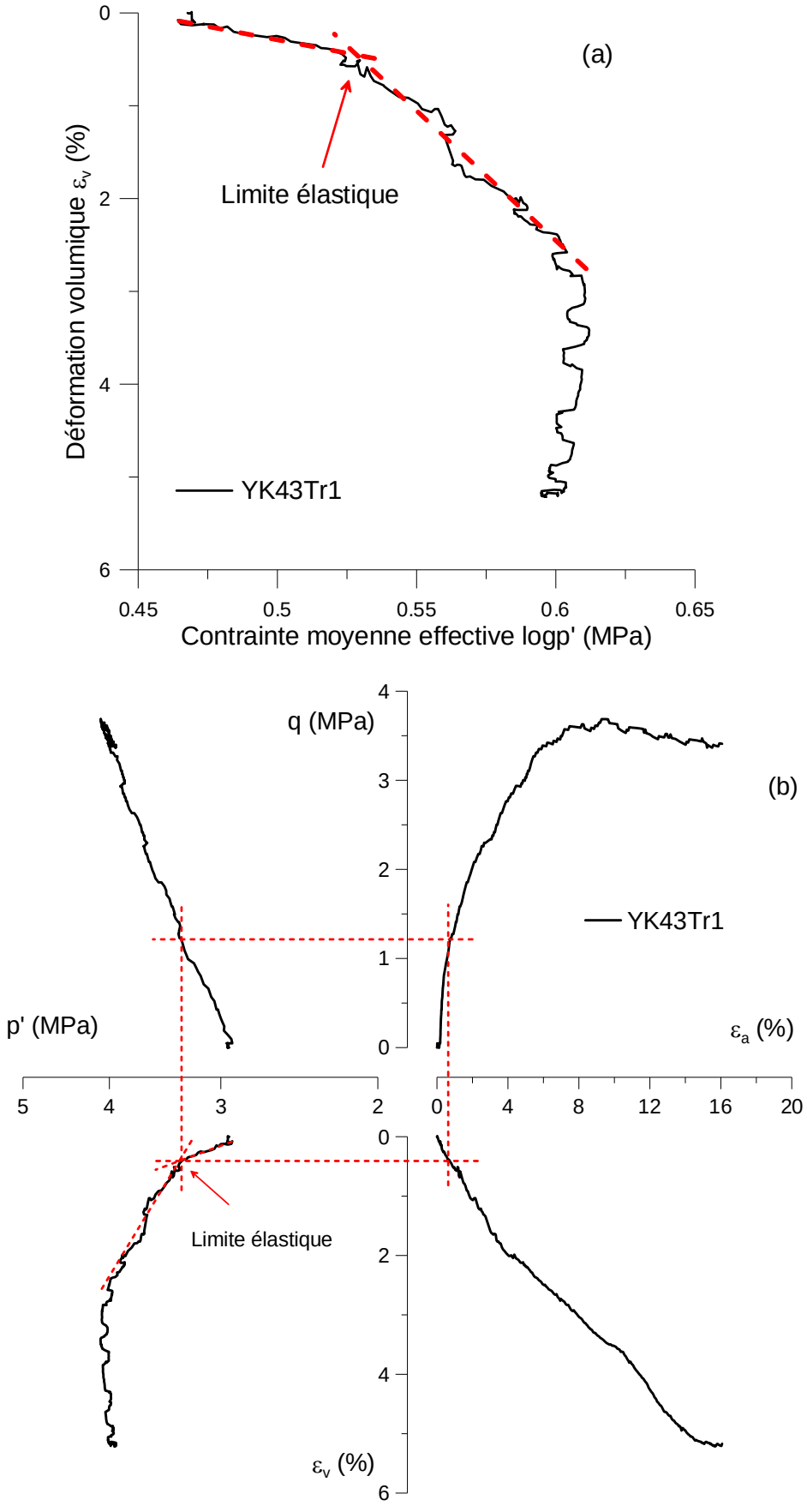


Figure 5-17 : Détermination de la limite élastique avec l'essai triaxial YK43Tr1

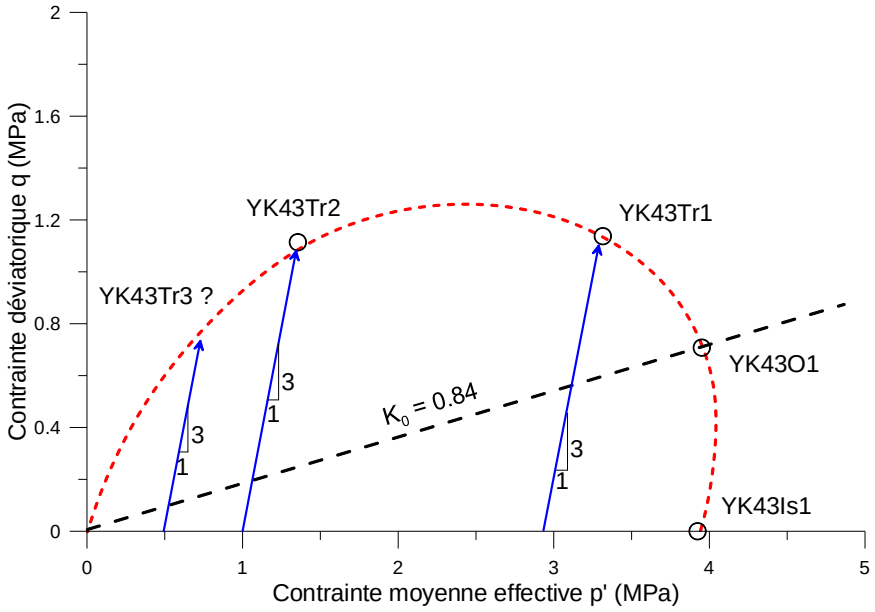


Figure 5-18 : Surface de charge de YK43 dans le plan *p'– q*

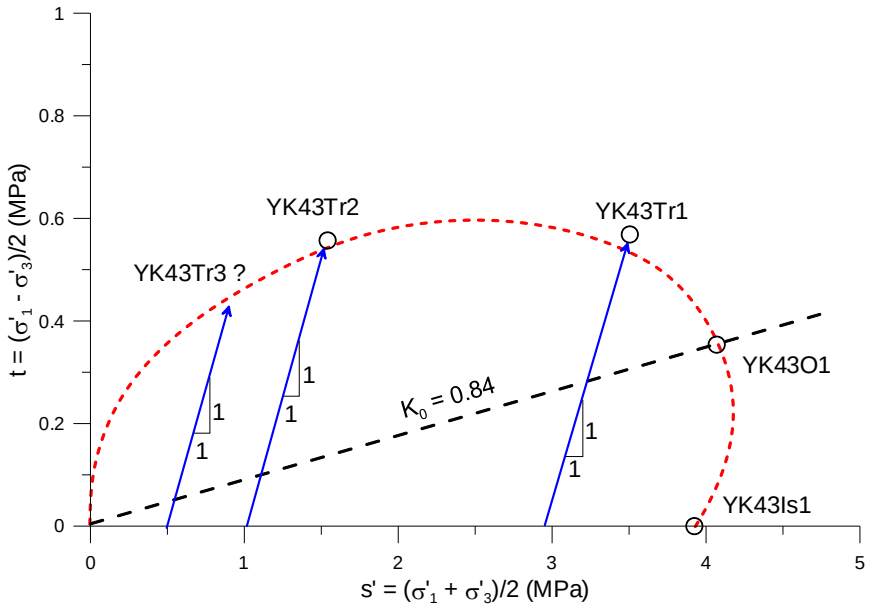


Figure 5-19 : Surface de charge de YK43 dans le plan *s – t'*

Pour chaque carotte, on a normalement cinq points au total : trois en cisaillement, un en compression œdométrique et un en compression isotrope. Notons que pour (YK73, 95), on n'a pas suffisamment de sol pour réaliser tous les essais ; pour YK64, il manque l'essai isotrope. La Figure 5-18 montre, à titre d'exemple, la surface de charge de YK43 ainsi déterminée dans le plan *p' – q*. Cette surface dans le plan *s' – t* est présentée sur la Figure 5-19. On observe que la surface de charge de YK43 dans le plan *s' – t* est plus symétrique par

rapport au chemin K_0 en comparaison avec celle dans le plan $p' - q$. Notons que pour l'essai YK43Tr3 dont p'_c = 0,5 MPa (Figure 5-15), la limite élastique ne peut pas être déterminée suivant le critère proposé par Moulin (1989) à cause de la courte contractance. Des situations similaires sont aussi observées pour les autres carottes d'Argiles de Boom et Yprésiennes dans les essais à faible contrainte de confinement effective p'_c.

Les limites élastiques de l'Argile de Boom à Mol ont été déterminées dans différentes études pour différentes profondeurs et localisations : Le (2008) et Lima (2011) sur le sol à la CONNECTING GALLERY à 223 m ; Baldi et al. (1991) sur le sol à la TEST DRIFT à 223 m ; Baldi et al. (1987) et Horseman et al. (1987) sur le sol à la EXPERIMENTAL SHALF à 240 – 250 m (Figure 1 et Tableau 3-13). Notons que l'Argile de Boom à Mol dans le présent travail a été prélevée de la galerie PRACLAY. Des surfaces de charge estimées avec des limites élastiques des argiles de Boom (Mol et Essen) et yprésiennes (Kallo) sont présentées sur la Figure 5-20 dans le plan $p' - q$ et sur la Figure 5-21 dans le plan $s' - t$.

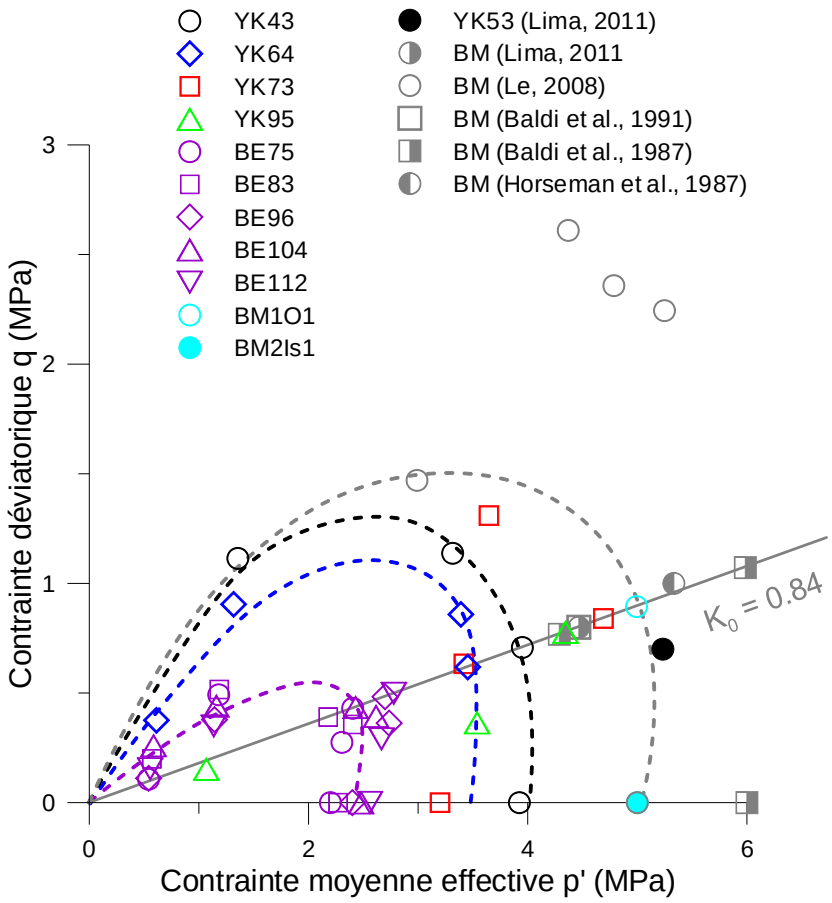


Figure 5-20 : Surfaces de charge des Argiles de Boom et Yprésiennes dans le plan *p'–q*

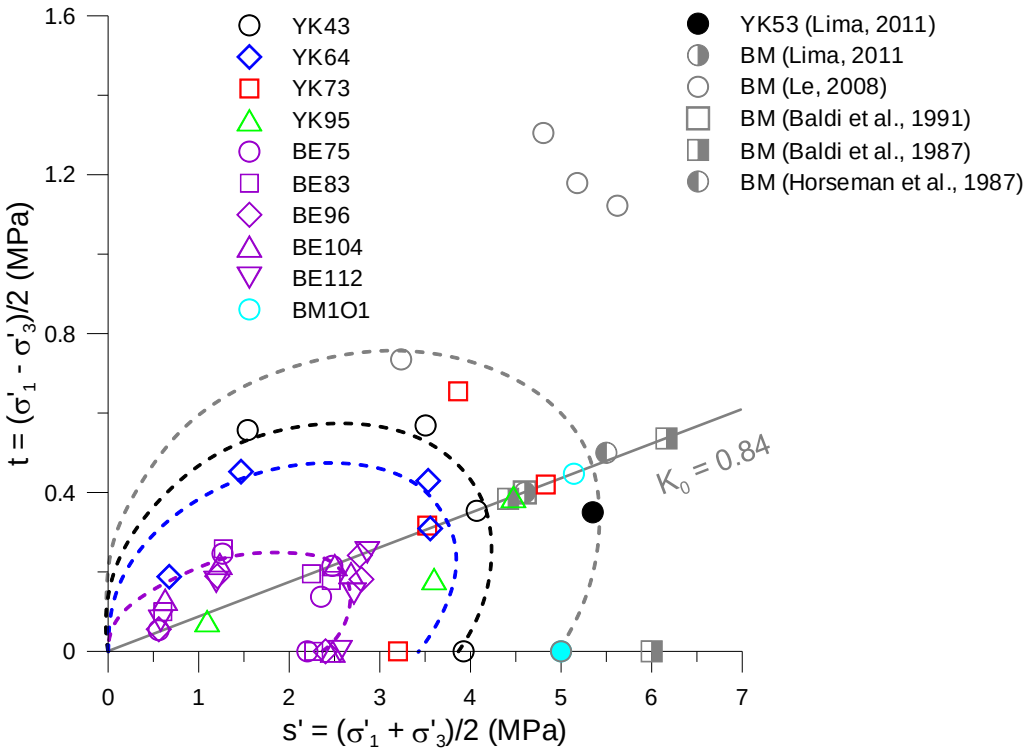


Figure 5-21 : Surfaces de charge des Argiles de Boom et Yprésiennes dans le plan *s'*- *t*

On observe que les résultats des limites élastiques de l'Argile de Boom à Mol sont assez dispersés. Il est donc difficile de trouver une surface de charge commune. Cela pourrait être dû à (i) l'hétérogénéité du sol suivant la profondeur et la localisation ; (ii) différentes techniques expérimentales (re-saturation, vitesse de chargement, *etc.*) ; et (iii) différentes méthodes de traitement de données. Les valeurs des limites élastiques de (YK73, 95) sont à la fois dispersées et en nombre limité. Il serait intéressant de réaliser des essais supplémentaires pour mieux préciser leurs surfaces de charge. Les limites élastiques des cinq carottes d'Argile de Boom à Essen sont plus ou moins similaires. Une seule surface de charge commune pour toutes ces carottes est donc proposée.

On constate que l'Argile de Boom à Mol présente la surface de charge la plus large, suivie, dans l'ordre décroissant, de celles de (YK43, 64) et de BE. Les limites élastiques de (YK73, 95) dans les essais triaxiaux et isotropes sont plus petites (à l'intérieur de la surface de charge de YK64) que celles sur le chemin K_0 (à l'extérieur de la surface de charge de YK43). Notons que les éprouvettes de (YK73, 95) pour des essais triaxial et isotrope sont initialement fissurées. L'état de contrainte à la limite élastique de YK53 (Lima, 2011) se trouve au-delà des surfaces de charge de YK43 et de YK64. Notons aussi que les

composantes σ_{vy} et σ_{hy} de cet état de contrainte sont déterminées séparément par deux essais œdométriques différents sur une éprouvette verticale et une autre horizontale, respectivement.

Dans le plans *s'– t*, les surfaces de charge de l'Argile de Boom à Mol et des Argiles Yprésiennes (YK43, 64) sont symétriques par rapport au chemin K_0 = 0,84. L'axe de symétrie de la surface de charge de BE se situe en dessous du chemin K_0 = 0,84.

5.4. Comportement à la rupture

La rupture du sol dans les essais triaxiaux est définie dans la norme française NF P 94-070 (AFNOR, 1994) comme l'état où la contrainte déviatorique *q* atteint sa valeur maximale. Dans les essais où *q* ne présente pas de pic mais seulement un plateau horizontale, YK95Tr2 (Figure 5-16) par exemple, la rupture est prise au début du plateau de *q*. L'ensemble des états de contrainte à la rupture forme l'enveloppe de rupture du sol. L'état critique est celui où les variations de *q* et de la déformation volumique ε_v sont devenues nulles/négligeables.

5.4.1. Enveloppe de rupture

Les états de contrainte à la rupture des Argiles de Boom et Yprésiennes sont présentés sur la Figure 5-22 dans le plan *p'* – *q*. Des résultats pour l'Argile de Boom à Mol dans la littérature sont aussi reportés sur cette figure. Les détails sur la localisation et sur les propriétés géotechniques de l'Argile de Boom à Mol dans ces études sont présentés dans les Tableaux 3-12 et 3-13.

Pour l'Argile de Boom à Mol, la dispersion des résultats est observée, comme pour les limites élastiques (*c.f.* paragraphe 5.3.4). Malgré cela, on peut considérer son enveloppe de rupture comme bi-linéaire : (i) quand $p' < 2$ MPa, la pente $\Delta q/\Delta p' = 1{,}13$ est plus grande et la courbe passe par l'origine ; (ii) quand $p' > 2$ MPa, $\Delta q/\Delta p' = 0{,}46$ est plus petite. Notons que la pente plus grande à de faibles valeurs de *p'* ne correspond pas à celle de la ligne de compression simple dont $\Delta q/\Delta p' = 3$ (Figure 5-22).

L'enveloppe de rupture de l'Argile de Boom à Essen, sauf pour BE112, se trouve en dessous de celle de l'Argile de Boom à Mol. Elle est plus ou moins linéaire avec une pente $\Delta q/\Delta p' = 0{,}47$, comparable avec la pente plus faible de l'enveloppe de l'Argile de Boom à

Mol (sous p' > 2 MPa). Des résultats à p' < 0,5 MPa et p' > 3 MPa sont nécessaires pour confirmer cette forme de l'enveloppe de rupture de l'Argile de Boom à Essen. Les points de rupture de BE112, reliés sur la Figure 5-22 par la ligne pointillée en violette, montrent une résistance au cisaillement nettement plus élevée de cette carotte.

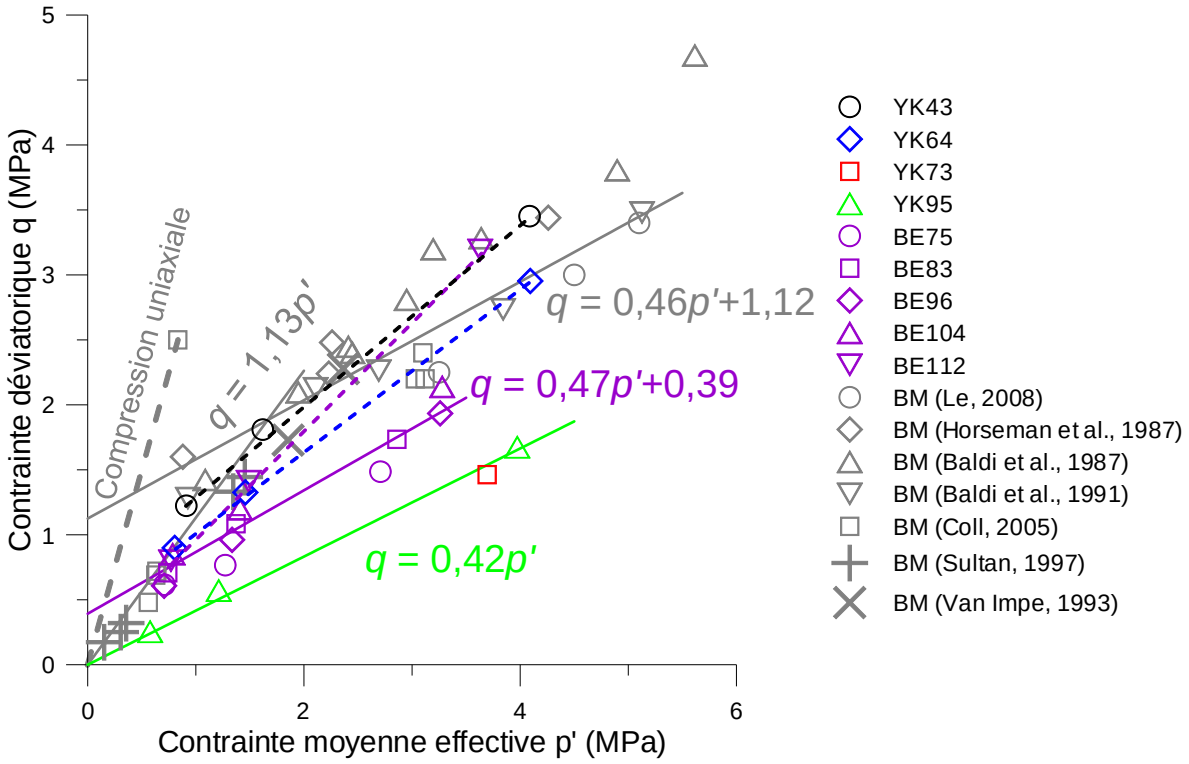


Figure 5-22 : Enveloppes de rupture des Argiles de Boom et Yprésiennes

L'hétérogénéité des Argiles Yprésiennes en termes de résistance au cisaillement est plus importante que celle de l'Argile de Boom. Les états de contrainte à la rupture de (YK43, 64) se trouvent dans la gamme des valeurs de l'Argile de Boom à Mol. En fait, YK43 est un peu plus résistant que YK64. En revanche, les états de contrainte à la rupture de (YK73, 95) se situent en dessous de l'enveloppe de rupture de l'Argile de Boom à Essen. De plus, l'enveloppe de rupture de ces deux dernières carottes est une droite passant par l'origine avec une pente $\Delta q/\Delta p'$ = 0,42, pratiquement identique à celle de l'Argile de Boom à Essen et à la partie de faible pente de l'Argile de Boom à Mol.

5.4.2. Paramètres de résistance au cisaillement

Les paramètres de résistance au cisaillement, la cohésion effective *c'* et l'angle de frottement interne *φ'*, des Argiles de Boom et Yprésiennes sont déterminés aux états de rupture à l'aide des cercles de Mohr. Les profils de ces deux paramètres pour l'Argile de Boom à Essen et les Argiles Yprésiennes à Kallo sont présentés sur la Figure 5-23. Des valeurs de *c'* et *φ'* pour l'Argile de Boom à Mol à 223 m de profondeur obtenues par Coll (2005) et Le (2008) sont aussi reportées sur cette figure.

On constate une variation de la cohésion effective de l'Argile de Boom à Essen entre *c'* = 0,1 - 0,2 MPa. Des valeurs de *c'* obtenues par Coll (2005) et Le (2008) tombent dans cette gamme. L'angle de frottement interne *φ'* de l'Argile de Boom à Essen augmente légèrement avec la profondeur jusqu'à BE104. Une valeur commune *φ'* = 13° peut être attribuée aux quatre carottes (BE75, 83, 96, 104). Un saut jusqu'à *φ'* = 21° est particulièrement observé au niveau de BE112. L'angle de frottement interne de l'Argile de Boom à Mol *φ'* ≈ 17° (Coll, 2005; Le, 2008) se trouve au milieu entre ces deux valeurs.

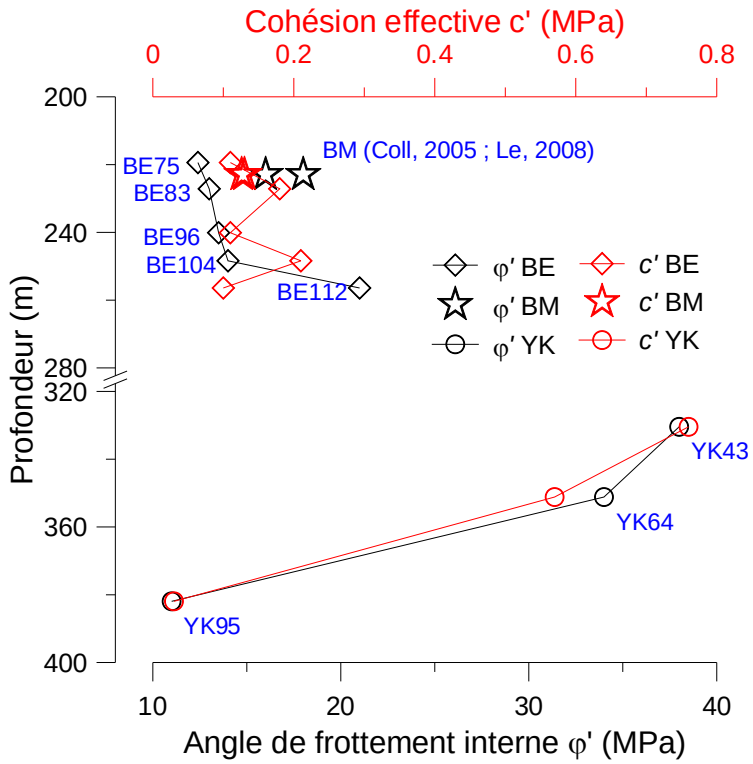


Figure 5-23 : Profils de l'angle de frottement interne et de la cohésion effective des Argiles de Boom et Yprésiennes

Les paramètres de résistance au cisaillement des Argiles Yprésiennes à Kallo varient plus fortement que ceux de l'Argile de Boom. Les larges gammes de valeurs de c' = 0,03 – 0,76 MPa et de φ' = 11 – 38°, toutes fonction décroissante de la profondeur, confirment l'hétérogénéité importante de ces argiles.

Pour les états de rupture, il existe une relation entre la méthode de cercle de Mohr dans le plan $\sigma'_n - \tau$ avec des paramètres (c', φ') et la méthode de Cambridge avec des droites $q = M_f p' + q_0$ dans le plan $p' - q$:

$$q = M_f p' + q_0 = \frac{6\sin\varphi'}{3-\sin\varphi'} p' + \frac{6\cos\varphi'}{3-\sin\varphi'} c' \tag{5.6}$$

$$M_f = \frac{6\sin\varphi'}{3-\sin\varphi'} \tag{5.7}$$

$$q_0 = \frac{6\cos\varphi'}{3-\sin\varphi'} c' \tag{5.8}$$

$$\varphi' = \arcsin\left(\frac{3M_f}{6+M_f}\right) \tag{5.9}$$

$$c' = \frac{q_0}{\sqrt{4+4/3M_f - 8/9M_f^2}} \tag{5.10}$$

La Figure 5-24 présente les cercles de Mohr de l'Argile de Boom à Mol à partir des résultats de la littérature. Il apparaît impossible de trouver une seule droite tangente à tous les cercles. Il est par conséquent nécessaire de diviser ces cercles en deux groupes correspondant respectivement à de faibles et de fortes contraintes normales : (i) pour σ'_n < 2 MPa, c' = 0,03 MPa et φ' = 26° ; (ii) pour σ'_n > 2 MPa, c' = 0,54 MPa et φ' = 12°. On observe que ces valeurs de (c', φ') sont conformes aux valeurs de M_f et q_0 dans le plan $p' - q$ (Figure 5-22) suivant les formules (5.9) et (5.10). La droite correspondant à des valeurs de c' = 0,3 MPa et φ' = 18°, largement utilisées pour l'Argile de Boom à Mol dans la littérature (Bernier et al., 2007), est présentée dans le plan $\sigma'_n - \tau$ par une ligne en pointillé (Figure 5-24). On observe que cette droite se trouve au milieu entre les deux droites correspondant à deux couples de paramètres (c', φ') ci-dessus.

La droite tangente commune des cercles de Mohr de l'Argile de Boom à Essen, sauf pour BE112 dont les cercles sont en pointillé, correspond à des valeurs de c' = 0,14 MPa et φ'

= 13° (Figure 5-25). Ce sont les valeurs moyennes de (c', φ') de l'Argile de Boom à Essen, sauf pour BE112, qu'on peut observer sur les profils sur la Figure 5-23.

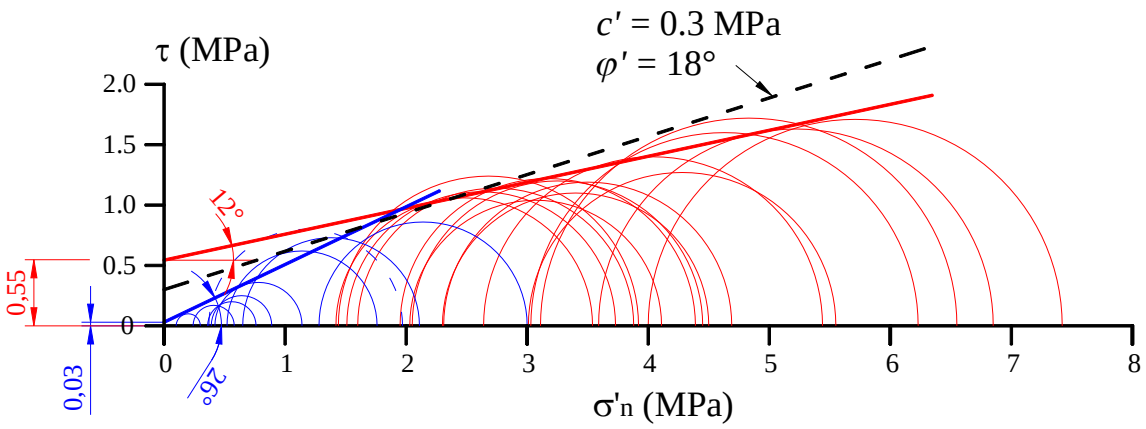


Figure 5-24 : Cercles de Mohr de l'Argile de Boom à Mol établis à partir des données de la littérature

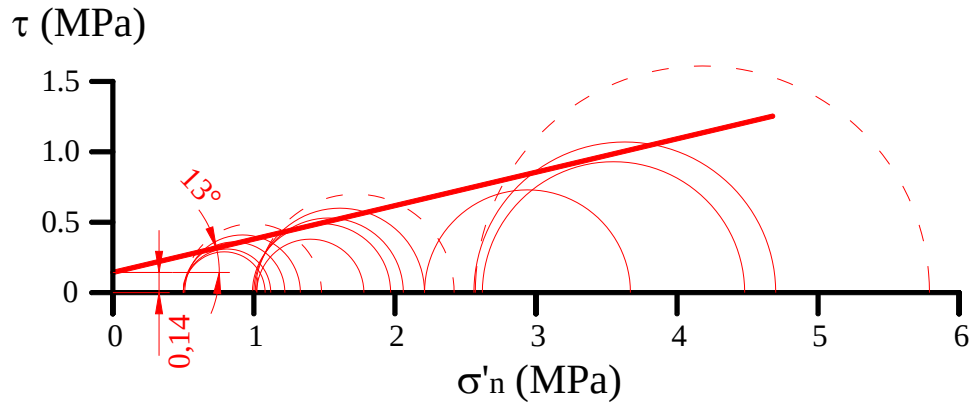


Figure 5-25 : Cercles de Mohr de l'Argile de Boom à Essen

5.4.3. Etat critique

La Figure 5-26 présente la surface de charge initiale (*c.f.* paragraphe 5.3.4), des états de rupture (*c.f.* paragraphe 5.4.1) et des états à la fin des essais triaxiaux de YK43. On observe que le cisaillement des éprouvettes de YK43 dans les trois essais triaxiaux fait évoluer la surface de charge. Cela signifie, suivant le concept d'état critique (Schofield et Wroth, 1968), que les éprouvettes de YK43 dans les trois essais triaxiaux sont toutes du côté humide de l'état critique ; ceci malgré de faibles contraintes de confinement effectives de p'_c = 1 et 0,5 MPa (*YSR* = 4,4 et 8,8, respectivement). Théoriquement, aucune diminution de

contrainte déviatorique q ne peut avoir lieu de ce côté. Mais en réalité, c'est l'inverse qui se produit, même dans l'essai YK43Tr1 avec p'_c = 2,92 MPa. Des phénomènes similaires sont observés sur les autres carottes d'Argiles de Boom et Yprésiennes.

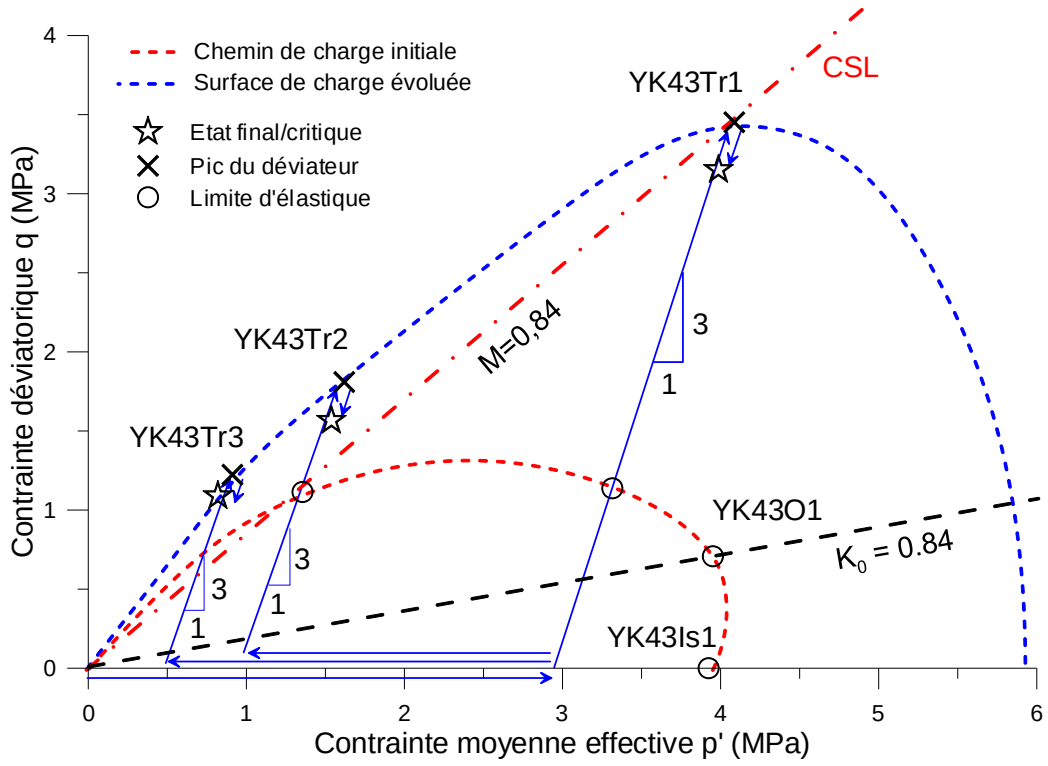


Figure 5-26 : Evolution des limites élastiques de YK43

Tableau 5-4 : Coefficient *M* d'état critique

BE75	BE83	BE96	BE104	BE112	YK43	YK64	YK73	YK95
0,56	0,61	0,60	0,65	0,88	0,84	0,72	0,40	0,42

Si on ne considère que les essais à $p'_c = \sigma'_{v0}$, YK43Tr1 (Figure 5-15) par exemple, on observe que la déformation volumique ε_{vg} (mesure globale par CPV-CP) et la contrainte déviatorique q (en négligeant la légère diminution à partir du pic) se stabilisent à la fin du cisaillement, c'est-à-dire que l'état critique est atteint. Cet état critique correspond à la CSL et le coefficient M = 0,84 pour YK43 comme le montre la Figure 5-26. Similairement, les valeurs du coefficient M des autres carottes d'Argiles de Boom et Yprésiennes sont présentées dans le Tableau 5-4. On observe que YK43 présente une valeur de M la plus élevée pour les Argiles Yprésiennes. Les valeurs de M pour l'Argile de Boom à Essen, sauf

pour BE112, sont nettement plus petites que celle de l'Argile de Boom à Mol (M = 0,81) (Horseman et al., 1987). En revanche, BE112 présente un coefficient M = 0,88 plus élevé que celui de l'Argile de Boom à Mol.

On observe sur la Figure 5-26 que le cisaillement à de faibles contraintes de confinement effectives p'_c = 1 et 0,5 MPa amène le sol au côté sec de l'état critique. Suivant le concept d'état critique, après avoir atteint la surface de charge initiale, le chemin de chargement doit revenir à la CSL correspondant à un écrouissage négatif. Pourtant, c'est l'inverse qui se produit : le cisaillement élargit la surface de charge (écrouissage positif) ; la contrainte déviatorique atteint le pic et ensuite diminue légèrement. Ce phénomène est aussi observé sur les autres carottes d'argiles de Boom (Essen) et yprésiennes (Kallo). Il est par conséquent difficile d'interpréter les résultats expérimentaux des ces argiles raides naturelles par le concept d'état critique.

5.5. Discussions

5.5.1. Mesure de déformations locale et globale

La comparaison entre les déformations axiales locale ε_{al} et globale ε_{ag} montre que $\varepsilon_{al} < \varepsilon_{ag}$ pendant tout le cisaillement pour YK43. Pour YK95, c'est l'inverse : $\varepsilon_{al} \approx \varepsilon_{ag}$ au début et $\varepsilon_{al} > \varepsilon_{ag}$ à la fin du cisaillement (*c.f.* paragraphe 5.3.1). Notons que ε_{al} est la déformation axiale locale à la mi-hauteur de l'éprouvette, déterminée avec des LVDTs et que ε_{ag} est celle globale mesurée à l'extérieur de l'enceinte à l'aide d'un comparateur installé sur le piston (*c.f.* chapitre 2). La différence entre les deux mesures peut être expliquée donc par la superposition dans la direction verticale de plusieurs éléments : (1) l'embase inférieure, (2) la pierre poreuse inférieure, (3) le papier filtre inférieur, (4) l'éprouvette, (5) le papier filtre supérieur, (6) la pierre poreuse supérieure, (7) l'embase supérieure, et (8) le piston. L'effet des contacts entre ces éléments et de ces éléments eux-mêmes est accumulé dans la mesure globale de ε_{ag} avec le comparateur. Notons que ε_{ag} est déjà corrigée vis-à-vis de la mise en contact entre le piston et l'embase supérieure (*c.f.* chapitre 2).

Pour YK43, les éprouvettes d'essai triaxial ne présentent pas de fissures et le sol pourrait être plus rigide que les contacts. Par conséquent, la mesure locale est plus faible que celle globale $\varepsilon_{al} < \varepsilon_{ag}$, en particulier au début du cisaillement quand la contrainte déviatorique

q est encore faible. Avec l'augmentation de q, ε_{al} est encore plus petite que ε_{ag} mais les taux de variation de ces deux mesures sont similaires : $\dot{\varepsilon}_{al} = \dot{\varepsilon}_{ag}$. En conséquence, les valeurs du module d'Young (verticale) E_v pour YK43, déterminées avec les mesures locales sont bien plus grandes, de 30 à 50 %, que celles avec les mesures globales (Tableau 5-3). Ces différences sont conformes aux résultats dans la littérature concernant les mesures locales de déformation dans les cellules triaxiales (Berre, 2010 ; Burland, 1990 ; Burland et Symes, 1982 ; Jardine et al., 1985 ; Jardine et al., 1984 ; Kuwano et al., 2000). A la fin du cisaillement, l'apparition et le développement de la surface de glissement (Figure 5-9) rendent les mesures locales moins fiables. Ceci constitue aussi l'inconvénient des LVDTs par rapport aux inclinomètres à niveau électrolytique (Burland, 1990 ; Cuccovillo et Coop, 1997).

Pour YK95, les déformations axiales globale et locale sont similaires au début du cisaillement : $\varepsilon_{ag} \approx \varepsilon_{al}$. Cette similarité peut être attribuée à l'état fissuré des éprouvettes (*c.f.* paragraphe 5.2.2). En effet, YK95 présente une fraction importante des argiles gonflantes (Tableaux 3-4 et 3-5). Elle fait partie du membre Orchies qui est une des deux couches sédimentaires belges (avec le membre Aalbeke) les plus argileuses (Van Marcke et Laenen, 2005). Cela est plus clair pour les essais où la contrainte de confinement effective est faible : p'_c = 0,5 et 1 MPa. La rigidité des éprouvettes triaxiales de YK95 pourrait donc être plus faible que celle des contacts. La similarité entre les valeurs du module d'Young (vertical) E_v avec les mesures de déformations locale et globale pour YK95 (Tableau 5-3) confirme l'état endommagé du sol. A la fin du cisaillement dans tous les trois essais, les valeurs de la déformation axiale locale dépassent celles globales : $\varepsilon_{al} > \varepsilon_{ag}$. Ceci est certainement dû à l'inclinaison des anneaux de support engendrée par un grand déplacement relatif entre des parties de l'éprouvette de deux côté de la surface de glissement (Figure 5-12).

Les déformations volumiques locales ε_{vl} et globales ε_{vg} pour les essais (YK43Tr1, 3), malgré leurs différences, varient dans les mêmes sens (Figure 5-8). Avec une concentration de carbonates à la mi-hauteur, la déformation radiale locale ε_{rl} à ce niveau de l'éprouvette de l'essai YK43Tr1 est donc restreinte. La forme d'un tonneau et la surface de glissement se développent seulement dans la moitié supérieure de l'éprouvette (Figure 5-9). On appelle la déformation radiale "globale" ε_{rg} comme une moyenne satisfaisant $\varepsilon_{vg} = \varepsilon_{ag} + 2\varepsilon_{rg}$. La forme de l'éprouvette de l'essai YK43Tr1 (Figure 5-9a) implique que $\varepsilon_{rg} < \varepsilon_{rl} < 0$. C'est pourquoi la déformation volumique globale est inférieure à celle locale : $0 < \varepsilon_{vg} = (\varepsilon_{ag} + 2\varepsilon_{rg}) < \varepsilon_{vl} = (\varepsilon_{al} + 2\varepsilon_{rl})$ et la différence $(\varepsilon_{vl} - \varepsilon_{vg})$ augmente avec le cisaillement, bien que $\varepsilon_{ag} > \varepsilon_{al}$. En revanche,

dans l'essai YK43Tr3, comme la forme de l'éprouvette pendant le cisaillement est plus régulière, en forme d'un tonneau, impliquant $\varepsilon_{rl} < \varepsilon_{rg} < 0$, la déformation volumique locale est par conséquent inférieure à celle globale $\varepsilon_{vl} < \varepsilon_{vg}$. Pourtant, cette différence n'est claire qu'à la fin du cisaillement quand la forme d'un tonneau est plus évidente. La discordance entre les valeurs de déformation volumique locale et globale dans l'essai YK43Tr2 pourrait être expliquée par l'apparition de la surface de glissement plus tôt. Le comportement volumique de l'éprouvette serait comme celui de deux blocs rigides qui se glissent l'un sur l'autre. La déformation volumique globale ε_{vg}, déterminée au moyen des échanges de l'eau interstitielle avec le CPV-CP, est pratiquement constante, justifiant cette hypothèse. La déformation volumique locale est déterminée différemment, à l'aide des mesures directes des déplacements locaux dans les directions axiale et radiale $\varepsilon_{vl} = \varepsilon_{al} + 2\varepsilon_{rl}$. Elle présente une "contractance apparente" au début du cisaillement en raison de l'augmentation de ε_{al} (Figure 5-7). Le développement du glissement diminuerait (augmenterait en valeur absolue) fortement la déformation radiale locale ε_{rl} et engendre par conséquent une "dilatance apparente" à la fin du cisaillement.

Les fortes divergences entres les valeurs de déformations volumiques locale et globale de YK95 dans les essais triaxiaux (Figure 5-11a) pourraient être attribuées aux déplacements excessifs entre les parties des éprouvettes sur les surfaces de glissement (Figure 5-12). Ces glissements provoquent de grandes déformations radiales locales (apparentes) ε_{rl} obtenues avec des LVDTs et par conséquent de fortes dilatances (apparentes), en particulier à la fin des essais. De faibles valeurs absolues de déformation volumique globale $|\varepsilon_{vg}| < 0{,}5$ % obtenues au moyen du CPV-CP (Figure 5-11b) confirment les apparitions prématurées des surfaces de glissement. De plus, on observe (i) une contractance dans l'essai YK95Tr1 ; (ii) une contractance plus faible dans l'essai YK95Tr2 et (iii) une contractance suivie d'une dilatance dans l'essai YK95Tr3. Ce mode d'évolution du comportement volumique avec la contrainte de confinement effective p'_c, observé au moyen du CPV-CP reflète mieux celui inhérent du sol que le mode obtenu avec les LVDTs.

Les mesures de déformations locales axiale et radiale et la définition d'un facteur d'anisotropie α permettent de déterminer, de façon approximative, les quatre sur cinq paramètres du tenseur de rigidité de l'élasticité anisotrope de révolution E_v, E_h, ν_{vh}, ν_{hh}. Pour YK43, le module d'Young horizontal $E_h = 472$ MPa, correspondant à un facteur $\alpha = 1{,}14$ ($E_v = 365$ MPa), montre clairement l'anisotropie inhérente des Argiles Yprésiennes à cette

profondeur. Suivant les observations au MEB (*c.f.* chapitre 3), un facteur α plus grand devrait être obtenu pour YK95. Pourtant, c'est l'inverse qui est trouvé : des valeurs du module d'Young horizontal E_h sont même inférieures à celles verticales E_v. Notons que pendant le chargement initial sans contact avec de l'eau, l'anisotropie de YK95 est encore plus claire que celle de YK43 (*c.f.* paragraphe 5.2.2). Cela montre que les fissures favorisent le gonflement, effaçant l'anisotropie du sol à l'échelle macroscopique.

5.5.2. Variation des paramètres élastiques

A la contrainte de confinement *in situ*, la valeur la plus grande du module d'Young $E_{\sigma'v0}$ des Argiles Yprésiennes est pour YK64. Dans l'essai œdométrique YK64O1 (annexe I, Figure I-22), le changement de pente de compression au niveau de la limite élastique σ_y est le plus marqué pour les Argiles Yprésiennes. Ces observations montrent la cohérence entres les résultats des essais œdométrique et triaxial sur YK64. La valeur du module d'Young $E_{\sigma'v0}$ pour YK43 vient ensuite comme attendu en raison de la teneur élevée en carbonates (Tableau 3-3) et de la faible teneur en argile gonflante. Ceci est aussi cohérent avec ses faibles compressibilité et capacité de gonflement (*c.f.* chapitre 4). (YK73, 95) contiennent plus d'argiles gonflantes, et en plus fissurées, devraient donc avoir des valeurs de module d'Young E plus faibles. Les déchargements isotropes à de faibles contraintes de confinement effectives de p'_c = 1 et 0,5 MPa donnent lieu à des gonflements des éprouvettes, traduits par des diminutions du module d'Young E. Avec sa forte capacité de gonflement due à la teneur élevée des argiles gonflantes, YK95 montre des diminutions du module d'Young E les plus importantes avec $E_{\sigma'v0}/E_1$ = 5 et $E_{\sigma'v0}/E_{0,5}$ = 7. Ces rapports pour (YK43, 64), de l'ordre de 2, sont nettement inférieures et donc en accord avec leurs capacités de gonflement plus faibles.

Le mode de variation du module d'Young à la contrainte de confinement *in situ*, $E_{\sigma'v0}$, avec la profondeur de l'Argile de Boom à Essen est cohérent avec celui de l'indice de compression C_c (Figure 4-29) : (i) $E_{\sigma'v0}$ de (BE73, 96) sont similaires et inférieurs à ceux de (BE83, 104) qui sont aussi comparables et plus faibles que celui de BE112 ; (ii) C_c de (BE75, 96) sont similaires et supérieurs à ceux de (BE83, 104) qui sont aussi proches et plus grands que celui de BE112. Cette cohérence entre les essais triaxiaux et œdométriques confirme la pertinence des résultats obtenus.

Le coefficient de Poisson ν varie d'un essai à l'autre sur un même sol et rend donc difficile sa comparaison entre les différentes profondeurs étudiées pour l'Argile de Boom comme pour les Argiles Yprésiennes. Des valeurs $\nu = 0{,}25 – 0{,}30$ pourraient être attribuées à ces deux argiles. Ces valeurs sont plus grandes que celle généralement adoptée pour l'Argile de Boom à Mol $\nu = 0{,}125$ (Bernier et al., 2007).

5.5.3. Surface de charge

Suivant le modèle Cam-Clay modifié (Houlsby et al., 1982 ; Schofield et Wroth, 1968), la surface de charge d'un sol isotrope est elliptique et symétrique par rapport à l'axe de la contrainte moyenne effective p'. Les surfaces de charge elliptiques des Argiles de Boom et Yprésiennes sont inclinées par rapport à l'axe p'. Cette caractéristique met en évidence l'anisotropie de ces deux sédiments profonds.

De plus, suivant Graham (1972), Graham et al. (1988), Leroueil et Vaughan (1990), Mitchell (1970) et Tavenas et Leroueil (1977), la forme et la position de la surface de charge vis-à-vis du chemin K_0 dépendent de la technique graphique. Graham et al. (1988) ont démontré que la symétrie de la surface de charge vis-à-vis du chemin K_0 n'est satisfaite que dans le plan $s' – t$. La symétrie par rapport au chemin K_0 dans le plans $p' – q$, suivant ces auteurs, est obtenue seulement pour les sols dont $K_0 = 0{,}81$. Comme la valeur du coefficient de pression des terres au repos des argiles de Boom à Mol et yprésiennes YK43, $K_0 = 0{,}84$, est proche de la valeur $K_0 = 0{,}81$, les surfaces de charge sont aussi plus ou moins symétriques par rapport au chemin K_0 dans le plan $p' – q$. La symétrie des surfaces de charge de l'Argile de Boom à Mol et des Argiles Yprésiennes (YK43, 64) par rapport au chemin $K_0 = 0{,}84$ montre que cette valeur, déduite des essais œdométrique et isotrope (*c.f.* paragraphe 4.3.2), est cohérente avec celle déduite des essais triaxiaux.

Les limites élastiques des carottes YK73 et YK95 obtenues dans les essais œdométriques se trouvent au-delà des surfaces de charge de (YK43, 64) tandis que celles sur les chemins de chargement triaxiaux et de compression isotrope, $dq/dp' = 3$ et 0, se situent bien en-deçà (Figure 5-21). Cela peut être expliqué par les états initialement fissurés des éprouvettes triaxiales et de l'éprouvette isotrope (*c.f.* paragraphe 5.2.2). Notons que les éprouvettes triaxiales et l'éprouvette isotrope étant de diamètre de $D = 38$ mm et de hauteur de $H = 76$ mm sont bien plus élancées et donc contiennent plus de fissures que celles œdométriques avec $D = 50$ mm et $H = 20$ mm. Plus de soins devraient être apportés dans les

prochaines campagnes de caractérisation géotechniques des Argiles Yprésiennes, surtout autour de ces profondeurs, afin de bien minimiser la perturbation des échantillons.

Les limites élastiques de l'Argile de Boom à Essen à toutes les cinq profondeurs étudiées se trouvent bien à l'intérieur des surfaces de charge de YK43, YK64 et BM (Figure 5-20). Malgré les hétérogénéités, en particulier au niveau de BE112, une seule surface de charge commune suffirait pour toutes les limites élastiques des cinq carottes. Les états de contrainte *in situ* très proches de cette surface ($YSR \approx 1$) confirment l'état normalement consolidé ou légèrement surconsolidé de l'Argile de Boom suivant l'histoire géologique. Cela montre aussi la concordance entre les résultats des essais triaxiaux, isotropes et œdométriques (chapitre 4) sur l'Argile de Boom à Essen.

Comme il n'y a pas de différence marquée au niveau d'histoire géologique, de minéralogie et de granulométrie, la méthode de prélèvement d'échantillon serait la seule raison justifiant la petite taille de la surface de charge de l'Argile de Boom à Essen par rapport à celle de l'Argile de Boom à Mol. L'Argile de Boom à Essen est ainsi prélevée par carottage tandis que celle à Mol en bloc à partir de l'URL HADES. Comme interprété au paragraphe 4.4.2, le carottage engendre des cycles de compression-extension qui diminuent la limite élastique du sol et rendent le sol moins fragile (Baligh, 1985 ; Baligh et al., 1987 ; Iwasaki et al., 1977 ; La Rochelle et Lefebvre, 1971 ; La Rochelle et al., 1981 ; Lacasse et al., 1985 ; Leroueil et Vaughan, 1990 ; Raymond et al., 1971 ; Tavenas et Leroueil, 1990 ; Ward et al., 1959). De plus, l'eau dans le sol en carottes est bien préservée contre l'évaporation par rapport au sol en blocs. On observe ainsi que la teneur en eau initiale w_0 des éprouvettes d'Argile de Boom à Essen est plus élevée que celle à Mol (Tableaux 2-5 et 2-6).

L'inclinaison de la surface de charge de l'Argile de Boom à Essen dans le plan $s' - t$ (Figure 5-21) par rapport à l'abscisse est plus faible que celle de l'Argile de Boom à Mol. Cela indique que le coefficient de pression des terres au repos K_0 pour l'Argile de Boom à Essen est plus grande que celui du sol à Mol, $K_0 = 0{,}84$. On en déduit que l'anisotropie de l'Argile de Boom à Essen est moins marquée que celle de l'Argile de Boom à Mol. Néanmoins, on doit prendre cette conclusion avec précaution pour différentes raisons incluant les différentes techniques utilisées pour le prélèvement d'échantillons. Des analyses plus approfondies sur ces aspects seraient donc nécessaires pour vérifier ces interprétations.

Dues aux différentes origines des données sur l'Argile de Boom à Mol, les résultats des limites élastiques sont assez dispersés (Figure 5-20), surtout sur le chemin K_0 comme déjà

expliqués au chapitre 4. Les raisons pourraient être liées à des différentes profondeurs et localisations sur le site de Mol, des différents états initiaux ainsi que des différentes méthodes expérimentales. La surface de charge elliptique et symétrique par rapport au chemin K_0 = 0,84 dans le plan s' – t pour l'Argile de Boom à Mol montre une discordance avec les limites élastiques obtenues par Le (2008) dans le cas de fortes contraintes de confinement p'_c = 4 – 5 MPa (Figure 5-21).

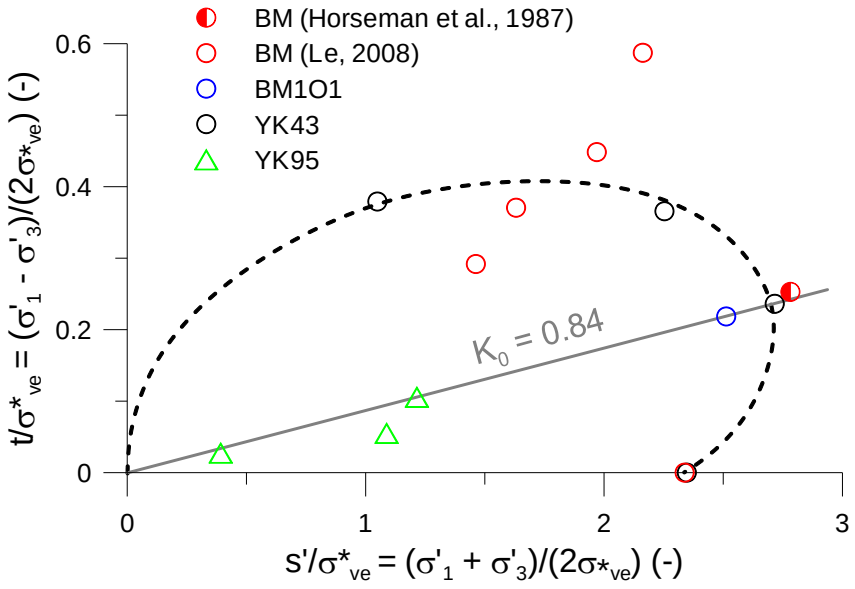


Figure 5-27 : Surfaces de charge des Argiles de Boom et Yprésiennes normalisées

Comme les Argiles de Boom et Yprésiennes sont cisaillées sous différentes contraintes de confinement effectives et donc différentes densités, et afin d'avoir une comparaison, la contrainte moyenne s' et la contrainte de cisaillement t sont normalisées par la "contrainte équivalente" σ^*_{ve}, proposée par Atkinson et Bransby (1978). A cause du manque de mesures de déformation volumique avant le cisaillement, seuls les résultats de BM, YK43 et YK95 sont normalisés suivant cette méthode (Figure 5-27). On observe que les limites élastiques de BM et de YK43 se trouvent plus ou moins sur une même surface de charge. De plus, les trois limites élastiques de l'Argile de Boom à Mol obtenus par Le (2008), qui paraissent "surestimées" sur la Figure 5-20 et la Figure 5-21, se situent autour de la surface de charge normalisée. Cela signifie que ces limites élastiques de l'Argile de Boom à Mol correspondent à des densités plus élevées. Autrement dit, ces limites élastiques de l'Argile de Boom à Mol identifiées par Le (2008) ne seraient plus pour le sol intact. En effet,

la compression isotrope à de fortes contraintes de confinement effectives avant le cisaillement aurait déjà fait évoluer la surface de charge initiale de l'Argile de Boom. Les limites élastiques de YK95 se trouvent bien à l'intérieur de la surface de charge commune de BM et de YK43. Cela confirme davantage l'état fissuré des éprouvettes de cette carotte.

5.5.4. Comportement à la rupture

5.5.4.1. Enveloppe de rupture et paramètres de résistance au cisaillement

Les états de contrainte à la rupture des Argiles de Boom et Yprésiennes (Figure 5-22) montrent clairement la différence en résistance au cisaillement des carottes. On peut les classifier en trois groupes, en ordre décroissant : (i) BM, (YK43, 64), BE112 ; (ii) (BE75, 83, 96, 104) ; et (iii) (YK73, 95) (fissurées).

Malgré la dispersion des résultats, une courbe bi-linéaire (*c.f.* paragraphe 5.4.1) est identifiée pour l'enveloppe de rupture de l'Argile de Boom à Mol au lieu d'une seule courbe linéaire comme généralement observée dans la littérature (Burland et al., 1996). La première partie de cette enveloppe correspondant à de faibles contraintes moyennes effectives $p' <$ 2 MPa a une pente $dq/dp' = 1{,}13$, totalement différente de $dq/dp' = 3$ pour la droite de compression simple comme illustrent les résultats de Coll (2005) sur la Figure 5-22. Des analyses plus approfondies sur cet aspect seront présentées au paragraphe 5.5.5. Les deux couples de paramètres (c' ; φ') = (0,03 MPa ; 26°) et (0,55 ; 12°) correspondant à cette bi-linéarité sont déterminés sur le plan $\tau - \sigma'_n$. Le couple (c' ; φ') = (0,3 MPa ; 18°) généralement utilisés dans la littérature pour l'Argile de Boom à Mol (Bernier et al., 2007), entre les deux couples (c' ; φ') ci-dessus , confirme cette forme pour l'Argile de Boom.

La résistance au cisaillement plus faible de l'Argile de Boom à Essen (BE75, 83, 96, 104) par rapport à l'Argile de Boom à Mol pourrait de nouveau être liée à la différence en technique de prélèvement d'échantillon et aussi à la densité plus faible.

Les limites de rupture de (YK73, 95) se trouvent comme attendu au plus bas dans le plan $p' - q$ par rapport à celles des autres carottes d'Argiles de Boom et Yprésiennes. De plus, elles passent par l'origine comme celles des sols reconstitués. Cela est à relier à l'état initial fissuré des éprouvettes et à la teneur élevée en argiles.

5.5.4.2. Etat critique

Les coefficients d'état critique *M* identifiés pour les Argiles de Boom et Yprésiennes (Tableau 5-4) montrent les valeurs les plus élevées pour BE112 et YK43. Comme le coefficient *M* représente la caractéristique du frottement du sol à l'état critique (Schofield et Wroth, 1968), les valeurs élevées de *M* de BE112 et de YK43 sont en accord avec leurs granulométries plus grossières par rapport à celles des autres profondeurs et avec leurs microstructures du type "agrégat" (*c.f.* chapitre 3). De plus, les valeurs similaires de *M* pour YK43 et BM (Horseman et al., 1987) expliquent le fait que leurs surfaces de charge n'ont pas besoin d'une normalisation par *M* (Graham et al., 1988 ; Schofield et Wroth, 1968), mais seulement par la "contrainte équivalente" σ_{ve}^{*} pour devenir une surface de charge unique (*c.f.* paragraphe 5.5.3).

Malgré des similarités granulométrique et minéralogique, l'Argile de Boom à Essen (BE75, 83, 96, 104) montre des valeurs de *M* nettement plus petites que celle de l'Argile de Boom à Mol (Horseman et al., 1987). Comme ce coefficient *M* est déterminé à l'état critique, la méthode de prélèvement d'échantillons ne l'affecterait pas de façon significative. D'autres facteurs comme l'état initial du sol et la technique expérimentale, *etc.* sont à étudier pour clarifier cette différence.

5.5.5. Effet du gonflement

D'un côté, pour des essais triaxiaux sur les Argiles de Boom et Yprésiennes à de faibles contraintes de confinement effectives de p'_0 = 1 et surtout 0,5 MPa, les limites élastiques sont systématiquement en dessous des surfaces de charge elliptiques (Figure 5-20 et Figure 5-21). Autrement dit, il est difficile, voire impossible, d'avoir une surface de charge en forme elliptique et symétrique par rapport au chemin K_0 qui passe par ces limites élastiques et celles en compression œdométrique, en compression isotrope et en cisaillement à de fortes contraintes de confinement effectives.

De l'autre côté, une forte diminution de la résistance au cisaillement de l'Argile de Boom à Mol sous de faibles contraintes moyennes effective *p'* est observée. Cette diminution est caractérisée par un changement de pente marqué de l'enveloppe de rupture à *p'* = 2 MPa (Figure 5-22). Cette partie de l'enveloppe de rupture coupe l'axe de contrainte déviatorique *q* à une valeur très faible (presque égale à zéro).

Ces deux aspects montrent que les Argiles de Boom et Yprésiennes sont bien affaiblies par le gonflement lors du déchargement à partir de la contrainte *in situ* $p'_c = \sigma'_{v0}$. Notons que toutes ces deux formations présentent de grandes fractions d'argiles et d'argiles gonflantes. En effet, des valeurs élevées des limites d'Atterberg, de la *VBS* (*c.f.* chapitre 3) ainsi que de fortes capacités de gonflement (*c.f.* chapitre 4) sont identifiées pour ces deux sédiments. L'affaiblissement en terme de résistance au cisaillement dû au gonflement a aussi été observé dans la littérature sur d'autres sols comme l'argile de Todi (Calabresi et Scarpelli, 1985), l'argile de Londres (Bishop et al., 1965 ; Gasparre, 2005), *etc.* (*c.f.* paragraphe 1.4.3).

En condition œdométrique, la contrainte de gonflement (contrainte seuil) en déchargement à partir de la contrainte *in situ* effective σ'_{v0} sont (i) σ_s = 0,8 – 1 MPa pour (YK43, 64), BE et BM ; et (ii) $\sigma_s \approx$ 1,5 MPa pour YK73 et YK95 (Figures 4-16, 4-17 et 4-18). Des pressions de gonflement p'_s équivalentes à σ_s pourraient être estimées pendant le déchargement, en condition isotrope, à partir de la contrainte de confinement effective $p'_c = \sigma'_{v0}$ dans les essais triaxiaux. Cela signifie que dans les essais triaxiaux à p'_c = 0,5 MPa < p'_s sur les Argiles de Boom et Yprésiennes, les éprouvettes sont déchargées en dessous de la pression de gonflement. Pour quelques carottes, (YK73, 95) par exemple, même dans les essais à p'_c = 1 MPa, la contrainte de confinement effective est déjà inférieure à la pression de gonflement p'_s. Suivant les interprétations au paragraphe 4.4.4, le déchargement jusqu'à ces faibles contraintes de confinement effectives p'_c modifie significativement la microstructure du sol avec le développement d'une microstructure "effondrable". Ceci engendre pendant le cisaillement une limite élastique et aussi une résistance au cisaillement plus faibles. Autrement dit, les limites élastiques déterminées dans les essais triaxiaux à p'_c = 0,5 voire 1 MPa ne font plus partie des surfaces de charge initiales des Argiles de Boom et Yprésiennes "intactes". Ces limites élastiques devraient être en fait sur le même type de surface de charge que les contraintes de gonflement (seuil) en rechargement dans les essais œdométriques, telle que σ_{s4} sur la Figure 4-14.

Ces interprétations et la loi de comportement volumique développée au chapitre 4 indiquent un modèle élasto-plastique à deux mécanismes de plastification pour le comportement mécanique des Argiles de Boom et Yprésiennes : l'un caractérisé par une surface de charge comme celle dans le modèle Cam-Clay (Y_{CC}) et l'autre par une surface de charge plus petite, à l'intérieur de Y_{CC}, représentant la compétition entre les effets mécanique et physico-chimique (Y_{MP}). La Figure 5-28 schématise ces deux surfaces de charge et leurs évolutions sur un chemin œdométrique.

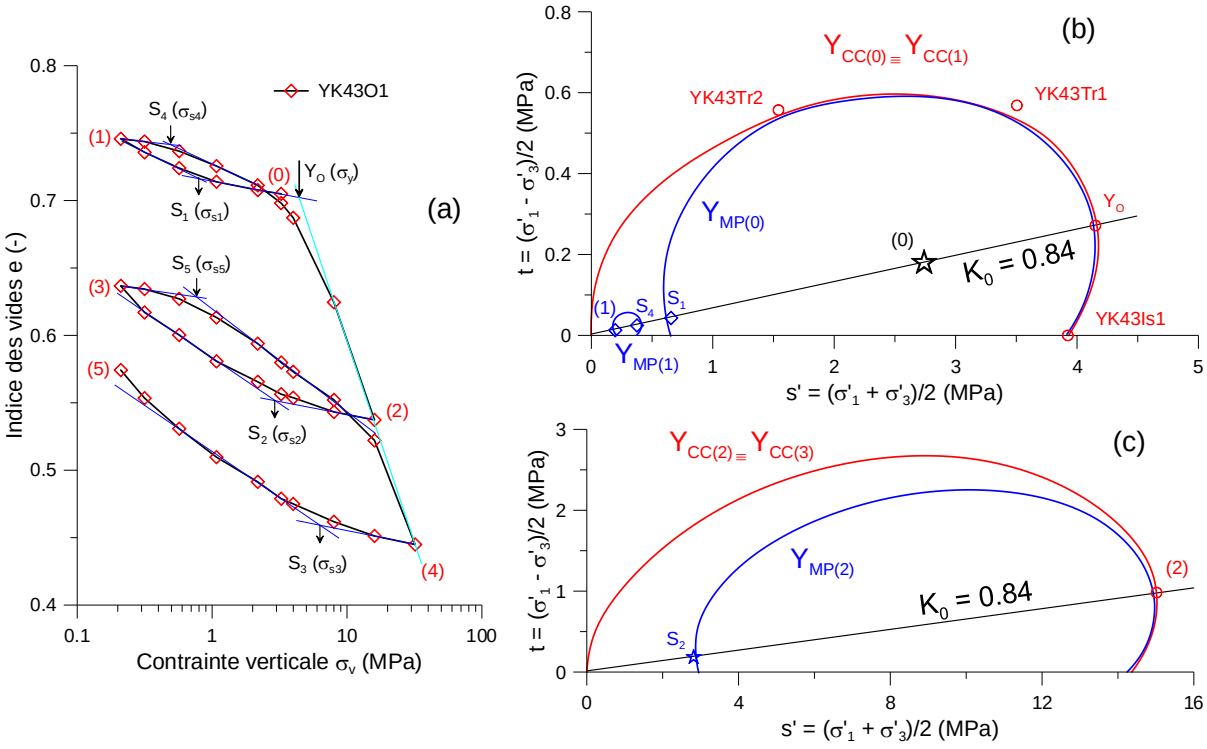


Figure 5-28 : Evolution schématisée des surfaces de charge pour YK43

A l'état intact (Figure 5-28b), la première surface de charge pour l'état *in situ* (0) $Y_{CC(0)}$ de YK43 est similaire à celle du modèle Cam-Clay, définie par les limites élastiques dans l'essai œdométrique à haute pression YK43O1 (point Y_O), l'essai isotrope YK43Is1, les deux essais triaxiaux (YK43Tr1, 2) (*c.f.* paragraphe 5.3.4). En effet, les éprouvettes de YK43 ne subissent pas de façon importante l'effet du gonflement sur les chemins de chargement dans ces essais. Le comportement du sol sur ces chemins est gouverné principalement par l'effet mécanique. La plastification est du type "compression" (Leroueil et Vaughan, 1990) (*c.f.* paragraphe 1.3.2). La deuxième surface de charge pour l'état *in situ* (0) $Y_{MP(0)}$ est plus petite et se trouve à l'intérieur de $Y_{CC(0)}$. Elle est limitée par les états de contraintes aux points S_1 et Y_O dans l'essai œdométrique (Figure 5-28a, b). On suppose que le coefficient K_0 = 0,84 est constant tout au long de l'essai YK43O1. Le comportement du sol à l'intérieur de Y_{MP} est élastique, caractérisé par une relation linéaire $e - \log\sigma_v$ (Figure 5-28a).

Pendant le premier déchargement à partir de l'état *in situ* (0) – (1) dans l'essai œdométrique, tous les deux mécanismes plastiques sont inactivés au début. Quand le chemin de chargement dépasse le point S_1 (Figure 5-28b), le deuxième mécanisme plastique avec Y_{MP} est activé (le premier reste encore inactivé). Cela engendre des déformations importantes

correspondant à la pente de gonflement C_{sp} de la courbe $e - \log\sigma_v$ (*c.f.* chapitre 4). A la fin du premier déchargement (point (1), Figure 5-28a), la deuxième surface de charge évolue à $Y_{MP(1)}$, limitée par les états de contraintes aux point (1) et S_4 (Figure 5-28b). L'écrouissage de ce mécanisme plastique est donc à la fois cinématique et isotrope.

Au début du rechargement (1) – (2) (Figure 5-28a), l'état de contrainte rentre en-deçà de la surface de charge $Y_{MP(1)}$, tous les deux mécanismes plastiques sont donc inactifs. Le comportement du sol redevient élastique. Au point S4, le deuxième mécanisme plastique est de nouveau réactivé et provoque des déformations plastiques correspondant à la pente de compression C_{cp} de la courbe $e - \log\sigma_v$ (*c.f.* chapitre 4). A partir du point Y_O, tous les deux mécanismes sont actifs. La plastification avec le premier mécanisme (surface de charge Y_{CC}) donne lieu à la compression vierge correspondant à l'indice de compression C_c. A la fin du premier rechargement – point (2), les positions des surfaces de charge sont schématisées sur la Figure 5-28c. L'activation et l'évolution des deux surfaces de charge Y_{CC} et Y_{MP} pendant les déchargements et rechargements suivants peuvent être interprétées de façon similaire.

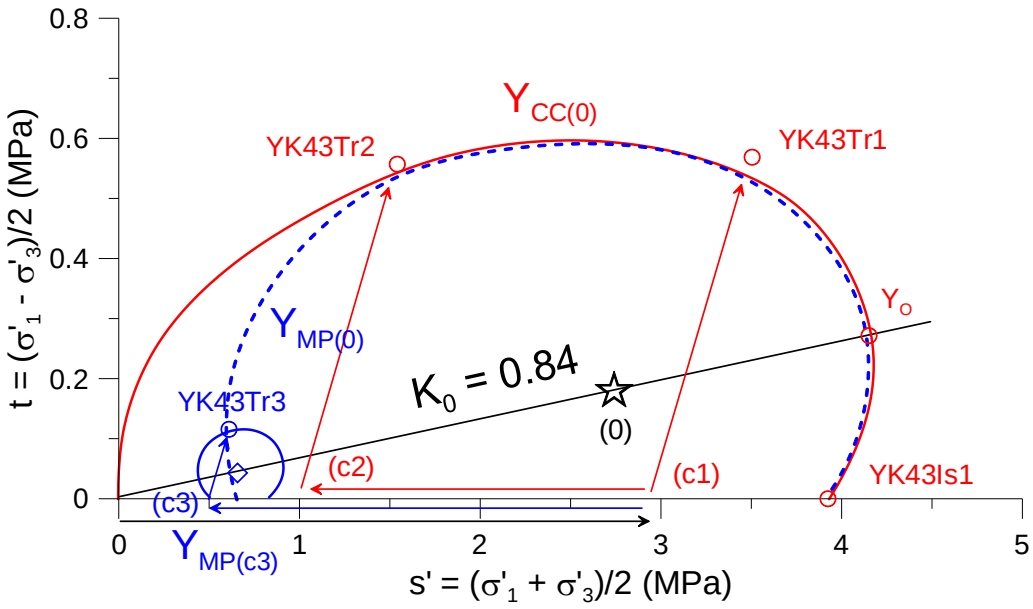


Figure 5-29 : Limites élastiques dans les essais triaxiaux sur YK43

Les limites élastiques de YK43 dans les trois essais triaxiaux sont révisées avec ce model conceptuel sur la Figure 5-29. On observe qu'avant le cisaillement, les états de contrainte dans les éprouvettes des essais (YK43Tr1, 2) sont à l'intérieur de la deuxième surface de charge $Y_{MP(0)}$. Le cisaillement les amène directement sur la surface de charge

$Y_{CC(0)}$. Les limites élastiques identifiées (*c.f.* paragraphe 5.3.4) appartiennent donc à la première surface de charge. En revanche, le déchargement isotrope de $p'_c = \sigma'_{v0}$ = 2,92 MPa (point c1) à p'_c = 0,5 MPa (point c3) active la deuxième surface de charge $Y_{MP(0)}$ et donc la fait évoluer à $Y_{MP(c3)}$. Le cisaillement ramène le sol à l'intérieur de $Y_{MP(c3)}$ et ensuite à la surface. Le deuxième mécanisme plastique est réactivé mais à un autre état de contrainte sur $Y_{MP(c3)}$ comme le montre la Figure 5-29. Ce phénomène explique les basses positions des limites élastiques des Argiles de Boom et Yprésiennes identifiées dans les essais triaxiaux de faibles contraintes de confinement effectives (*c.f.* paragraphe 5.3.4). Il clarifie également la bi-linéarité de l'enveloppe de rupture de l'Argile de Boom à Mol présentée au paragraphe 5.4.1.

5.6. Conclusions

Le comportement déviatorique de l'Argile de Boom à Essen et des Argiles Yprésiennes à Kallo a été étudié à l'aide des essais triaxiaux consolidés et drainés (CD) à différentes contraintes de confinement effectives. La vitesse de déplacement du piston est imposée à 1 µm/mn ; les contraintes de confinement effectives sont $p'_c = \sigma'_{v0}$; 1 et 0,5 MPa. Au total, 25 essais ont été réalisés dont 18 avec la cellule HP1, 1 avec la cellule HP1-A1, 3 avec la cellule HP1-A2 et 3 avec la cellule HP3.

Trois phases du comportement déviatorique des Argiles de Boom et Yprésiennes sont identifiées sur les courbes $q - \varepsilon_a$: une phase élastique assez courte correspondant à $\varepsilon_a <$ 0,5 % ; une augmentation non-linéaire de q dans la gamme de déformation axiale de 0,5 % < $\varepsilon_a < 4 \div 16$ % ; et un plateau horizontal ou une diminution de q. Les courbes $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ présentent des contractances dans les essais à $p'_c = \sigma'_{v0}$. Des dilatances sont observées à la fin de quelques essais à des contraintes de confinement effectives plus faibles.

La comparaison entre les mesures de déformations globale (comparateur, CPV) et locale (LVDT) montre que les différences sont dues à (i) l'effet cumulé des contacts et des éléments autour de l'éprouvette sur la mesure globale ; (ii) l'irrégularité de la forme de l'éprouvette (inclusions rigides, forme d'un tonneau) ; et (iii) les problèmes des LVDTs pour les grandes déformations : l'apparition de la surface de glissement qui fait incliner les anneaux de support.

Les paramètres de l'élasticité isotrope E, ν sont déterminés pour les Argiles de Boom et Yprésiennes à différentes contraintes de confinement effectives p'_c. Ces valeurs pour l'Argile de Boom à Mol sont assez cohérentes avec les résultats sur le sol à Mol (Coll, 2005 ; Le, 2008). On observe des diminutions de E avec p'_c pour toutes les carottes. Cette diminution est d'autant plus grande que la fraction d'argiles est grande et que l'éprouvette est fissurée. L'évolution du module d'Young E avec la profondeur est conforme à celles de la minéralogie et de la granulométrie et cohérente avec celles de la compressibilité.

Pour YK43, les mesures de déformation locale montrent une sous-estimation de 50 % des mesures globales pour le module d'Young E. En revanche, on a une similarité entre les valeurs de E par les mesures globale et locale, à relier à l'état fissuré des éprouvettes. Les mesures de déformation locale permettent de déterminer les quatre paramètres de l'élasticité anisotrope orthotrope E_v, E_h, ν_{hv}, ν_{hh}. La valeur plus grande de E_h par rapport à celle de E_v pour YK43 montre bien l'anisotropie des Argiles Yprésiennes à cette profondeur. Pourtant, cette propriété à la profondeur de YK95 n'est pas observée. Elle aurait été effacée par le gonflement au niveau des fissures pendant la saturation des conduits et l'application des contre-pressions.

Les limites élastiques des argiles de Boom à Essen et yprésiennes à Kallo sont déterminées par essais triaxiaux en utilisant le critère de déformation volumique proposé par Moulin (1989). Les surfaces de charge sont déterminées en combinant ces limites élastiques avec celles déterminées par essais œdométriques et isotropes (voir chapitre 4). La symétrie de la surface de charge de BM et (YK43, 64) par rapport au chemin K_0 = 0,84 montre la cohérence entre les essais œdométriques, isotropes et triaxiaux. L'inclinaison de la surface de charge de BE montre que la valeur de son coefficient K_0 pourrait être supérieure à celle de BM et YK (0,84). De plus, BM présente la surface de charge la plus large, suivie de celles de (YK43, 64) et BE. Comme la minéralogie et la granulométrie entre BE et BM sont similaires, la différence entre ces surfaces de charge peut être attribuée à la différence au niveau des techniques de prélèvement d'échantillon. Les limites élastiques de (YK73, 95) en chemin triaxial drainé et isotrope sont nettement plus faibles que celles en chemin K_0 ; ceci est expliqué par l'état fissuré des éprouvettes d'essais triaxial et isotrope.

L'enveloppe de rupture de l'Argile de Boom à Mol est caractérisée par une courbe bi-linéaire correspondant à deux couples de valeurs des paramètres de résistance au cisaillement (c' ; φ') = (0,03 MPa ; 26°) et (0,55 MPa ; 12°). Les valeurs de (c' ; φ') = (0,3 MPa ; 18°)

généralement utilisées dans la littérature pour l'Argile de Boom à Mol (Bernier et al., 2007) sont entre les deux couples de valeurs. L'enveloppe de rupture de l''Argile de Boom à Essen se trouve nettement en dessous de celle du sol à Mol. La différence en technique de prélèvement d'échantillon est supposée d'être la raison vu que la minéralogie et la granulométrie sont similaires. Les résistances au cisaillement de (YK43, 64) et de BE112 sont similaires à celle de l'Argile de Boom à Mol, bien qu'elles soient prélevées par carottage. Cela est lié à leurs granulométries plus grossières et leurs fractions d'argiles plus faibles. Les grandes valeurs du coefficient M pour YK43 et BE112 à l'état critique confirment l'effet de leur granulométrie.

Le gonflement des Argiles de Boom et Yprésiennes pendant le déchargement isotrope à de faibles contraintes de confinement effective p'_c affaiblit le sol pendant le cisaillement, conduisant à des limites élastiques et des résistances au cisaillement plus faibles. Un modèle élasto-plastique conceptuel à deux mécanismes de plastification a été proposé pour tenir compte de ces effets du gonflement ainsi que de la compétition entre l'effet mécanique et l'effet physico-chimique mise en évidence au chapitre 4.

Chapitre 6.

Effets de la composition chimique de l'eau de pore

6.1. Introduction

Dans le programme RD&D belge pour le stockage géologique de déchets radioactifs, plusieurs sites ont été et sont en train d'être étudiés. Les deux formations hôtes potentielles concernées sont l'Argile de Boom (sites de Mol, Essen, *etc.*) et les Argiles Yprésiennes (sites de Doel, Kallo, *etc.*) (ONDRAF, 2001; Van Marcke et Laenen, 2005). La plupart des travaux de recherche, au laboratoire et *in situ*, se concentrent sur l'Argile de Boom à Mol. Les données sur les Argiles Yprésiennes et l'Argile de Boom elle-même sur d'autres sites restent encore limitées. Comme certains sites se trouvent proches de la mer, leurs eaux interstitielles contiennent une salinité plus élevée par rapport à celle de l'Argile de Boom à Mol. De plus, la composition chimique de l'eau de pore d'un site donné change avec la profondeur et pourrait considérablement évoluer à l'échelle du temps pour le dépôt de déchets radioactifs. Ces évolutions dans l'espace et dans le temps peuvent influencer le comportement hydro-mécanique des formations hôtes potentielles contenant des quantités non-négligeables d'argiles gonflantes (*c.f.* chapitre 3), à cause de la sensibilité de ces dernières aux fluctuations physico-chimiques. Il est par conséquent essentiel d'évaluer cette sensibilité au laboratoire.

Dans le présent chapitre, des effets de la composition chimique de l'eau de pore sur le gonflement, la compressibilité, la perméabilité ainsi que la consolidation pour les Argiles de Boom et Yprésiennes seront examinés au moyen des essais œdométriques sur les éprouvettes intacts en utilisant des solutions salines de différentes concentrations. Des analyses de microstructure seront également réalisées afin de mettre en évidence les mécanismes correspondants.

Les carottes BE83 et YK74 ont été choisies pour cette étude. Les caractéristiques de ces deux sols sont présentées au chapitre 3. Notons que la carotte BE83 fait partie du membre Putte. Ce membre contient le sol le plus argileux de la formation de Boom, et dans ce membre se situe le laboratoire de recherche souterrain (URL) de Mol. La procédure d'essai a été présentée dans le chapitre 2. Les solutions synthétiques des deux argiles, présentées au paragraphe 3.5, sont précisées dans le Tableau 6-1.

Tableau 6-1 : Composition chimique de l'eau de pore synthétique des Argiles de Boom et Yprésiennes (EURIDICE, 2011)

Sel	Concentration (10^{-3} M)		Concentration (g/L)	
	BE83	YK74	BE83	YK74
NaCl	54,6	117,9	3,195	6,896
Na_2SO_4	5,2	6,3	0,742	0,896
$NaHCO_3$	7,2		0,602	
KCl	0,6		0,046	
$CaCl_2$	0,5		0,058	
$MgCl_2$	1,4		0,137	
Total Na^+	72,2	130,5		

On observe que Na^+ est la cation principale dans les deux cas, mais sa concentration pour les Argiles Yprésiennes (SYCW) est presque double par rapport à celle pour l'Argile de Boom (SBCW). Rappelons que les SBCW aux sites de Mol et d'Essen sont essez différentes (*c.f.* paragraphe 3.5). Notons aussi que la salinité des SBCW et SYCW sont respectivement 6 et 10 fois plus faibles que celle de la mer du Nord (environ 35 g/L – 0,6 M NaCl). Ces différences montrent l'importance de la prise en compte des effets chimiques dans l'étude de la transférabilité des connnaissances (Van Baelen et al., 2012). Ces différences devraient aussi être prises en considération lors de l'évaluation de la sûreté à long terme de l'enfouissement de déchets radioactifs de haute-activité et de longue-durée de vie (HL-LLW). Cela nous a amenés à étudier les évolutions du comportement hydro-mécanique de ces deux formations hôtes potentielles quand leurs eaux de pore sont "remplacées" par de l'eau distillée (H_2O) et des solutions Sodium Chlorure (NaCl) de différentes concentrations (15 et 30 g/L). Les caractéristiques physiques de ces solutions sont récapitulées dans le Tableau 6-2.

Tableau 6-2 : Caractéristiques physiques des solutions utilisées

Solution	Densité ρ (10^6 Mg/m^3)	Viscosité dynamique μ (10^{-3} Ns/m^2)
Eau distillée	1,00000	1,00
SBCW	1,00250	1,02
SYCW	1,00550	1,04
NaCl 15g/L	1,01052	1,10
NaCl 30g/L	1,02234	1,22

Le programme d'essais cité aux Tableaux 2-6 et 2-7 est résumé dans le Tableau 6-3. Les mêmes observations présentées au chapitre 4 peuvent être faites : bien que YK74 se situe à environ une centaine mètres plus profond que BE83, YK74 a des indices des vides initiaux e_0 bien supérieures à ceux de BE83 (0,84 contre 0,73). Les valeurs du degré de saturation initial S_{r0} de YK74 (environ 95%) sont toutes plus petites que celles de BE83 (presque saturée). Des analyses plus approfondies sur ces différences sont présentées au paragraphe 4.3.1.1.

Tableau 6-3 : Programme d'essais

Sol	Essai	Solution saturante	Solution injectée à 1 MPa	e_0 (-)	S_{r0} (%)
Boom	BE83O3	SBCW(1)	H2O	0,730	-
	BE83O4	SBCW	SBCW	0,730	-
	BE83O5	SBCW	NaCl 15 g/L	0,720	99,09
	BE83O6	SBCW	NaCl 30 g/L	0,723	98,72
Yprésien	YK74O1	SYCW(2)	NaCl 15 g/L	0,840	94,57
	YK74O2	SYCW	NaCl 30 g/L	0,839	95,27

(1): Solution in situ synthétique d'Argile de Boom

(2): Solution in situ synthétique d'Argiles Yprésiennes

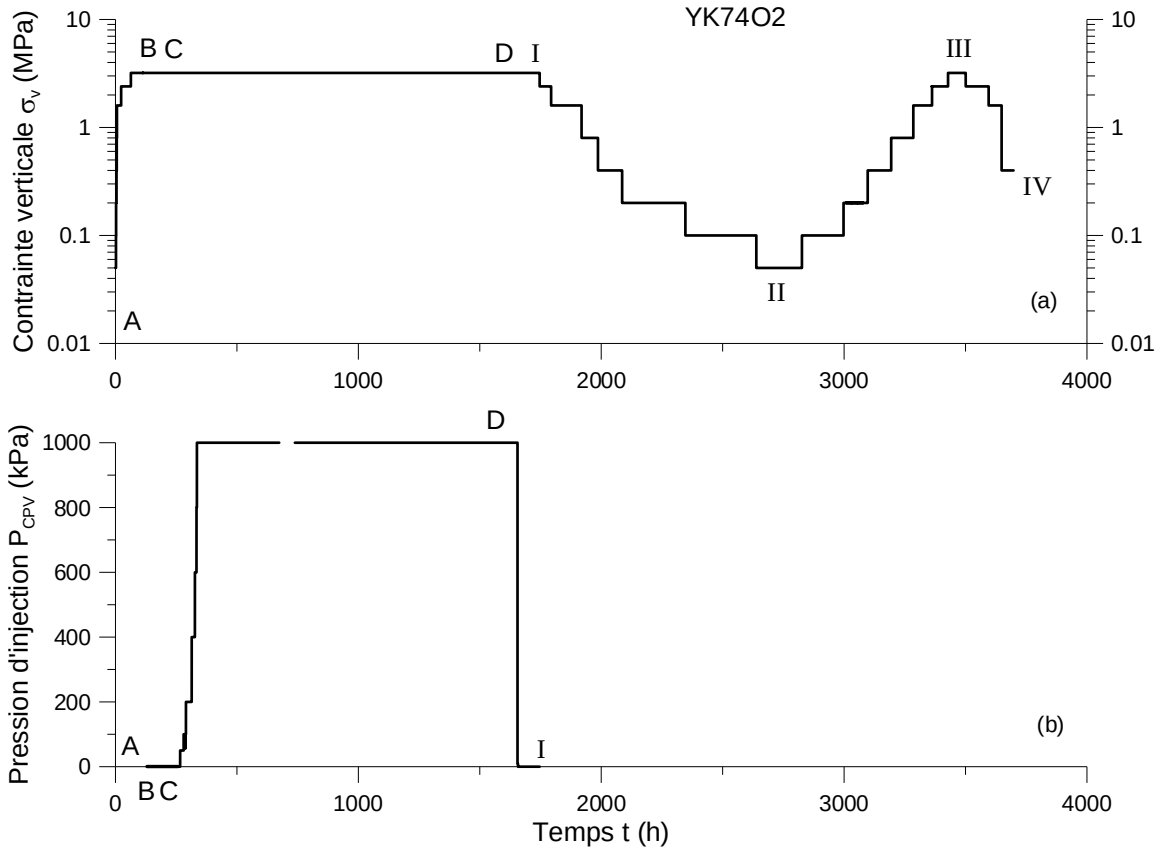


Figure 6-1 : Procédure de chargement

La procédure d'essais a été présentée au chapitre 2. A titre d'exemple, la Figure 6-1 montre cette procédure suivie pour l'essai YK74O2. Notons que pour les deux essais BE83O3 et BE83O4, un boucle chargement – déchargement entre σ_v = 0,05 MPa et $\sigma_v = \sigma'_{v0}$ = 2,4 MPa est réalisé avant le rechargement à $\sigma_v = \sigma'_{v0}$ suivi de la saturation des conduits. Ce boucle n'a pas été adopté pour les autres essais dans un souci de simplifier la procédure d'essais et donc de réduire la durée des essais.

6.2. Résultats

6.2.1. Résultats typiques

La Figure 6-2 présente la courbe de compression de l'essai BE83O6. Le premier chargement sans contact avec de l'eau provoque une compression de $e = e_0$ = 0,723 à e = 0,619. Le déchargement suivant à partir de $\sigma_v = \sigma'_{v0}$ = 2,4 MPa (I) à 0,05 MPa (II) engendre un gonflement important, donnant lieu à un indice des vides dépassant sa valeur initiale e =

0,806 > e_0 = 0,723. Le rechargement (II-III) forme un boucle d'hystéresis avec le dernier déchargement (I-II). Comme expliqué au paragraphe 4.3.1, ce boucle d'hystéresis pourrait être lié aux propriétés de gonflement du matériau. Le deuxième déchargement (III-IV) est similaire au premier (I-II).

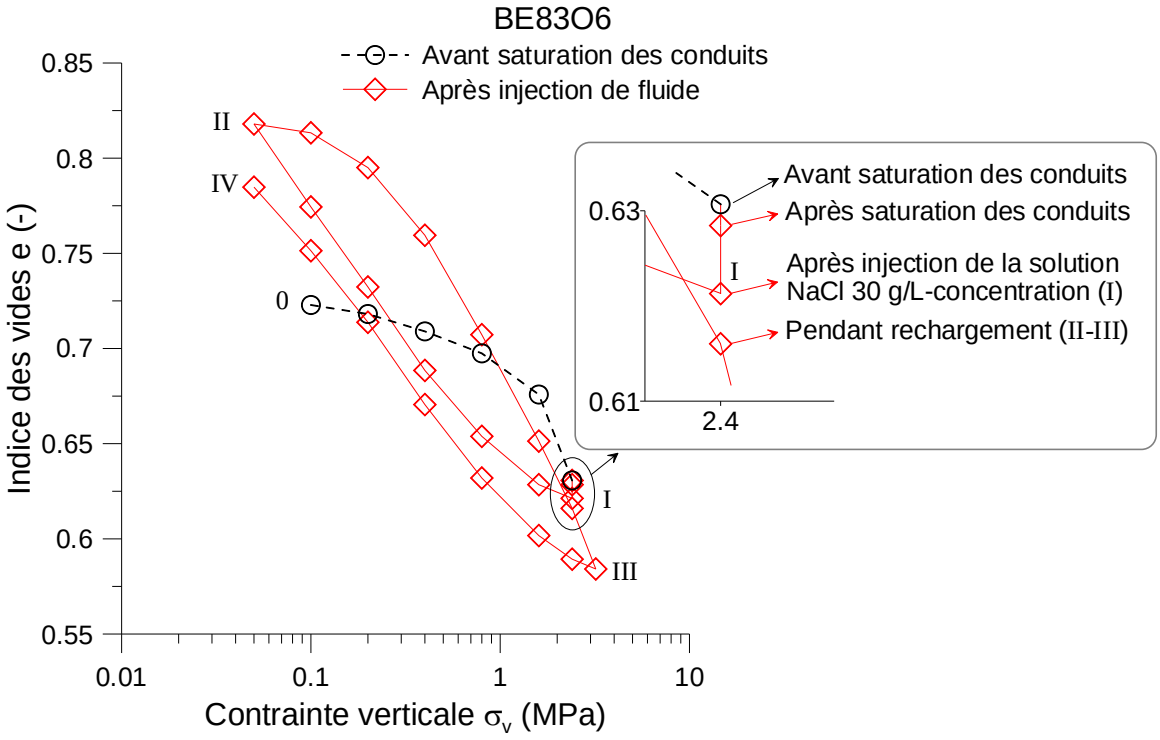


Figure 6-2 : Courbe de compression de BE83O6

Les variations volumiques pendant la saturation des conduits par la solution synthétique SBCW et l'injection de la solution Sodium Chlorure d'une concentration de 30 g/L sont agrandies dans l'encadré de la Figure 6-2. Ces variations sont suites à la consolidation du dernier palier de chargement de σ_v = 1,6 MPa à σ'_{v0} = 2,4 MPa. On constate que la phase de saturation des conduits engendre une compression négligiable, diminuant *e* de 0,619 à 0,617 (*c.f.* paragraphe 4.3.1.2). En revanche, la phase d'injection de la solution NaCl entraine une compression plus importante, diminuant *e* de 0,617 à 0,610.

Pour mieux identifier l'effet chimique intervenant pendant la phase d'injection, les variations de l'indice des vides sont présentées en fonction du temps sur la Figure 6-3 pour (i) le dernier parlier de chargement (chemin 0-I, de σ_v = 1,6 MPa à $\sigma_v = \sigma'_{v0}$ = 2,4 MPa), (ii) la saturation des conduits avec SBCW et (iii) l'injection de NaCl de 30 g/L. On observe que le

taux de variation pendant la phase de saturation est le même que le taux lié à la compression secondaire correspondant au dernier palier de chargement. Ceci montre que la petite variation de l'indice des vides identifiée est due au fluage.

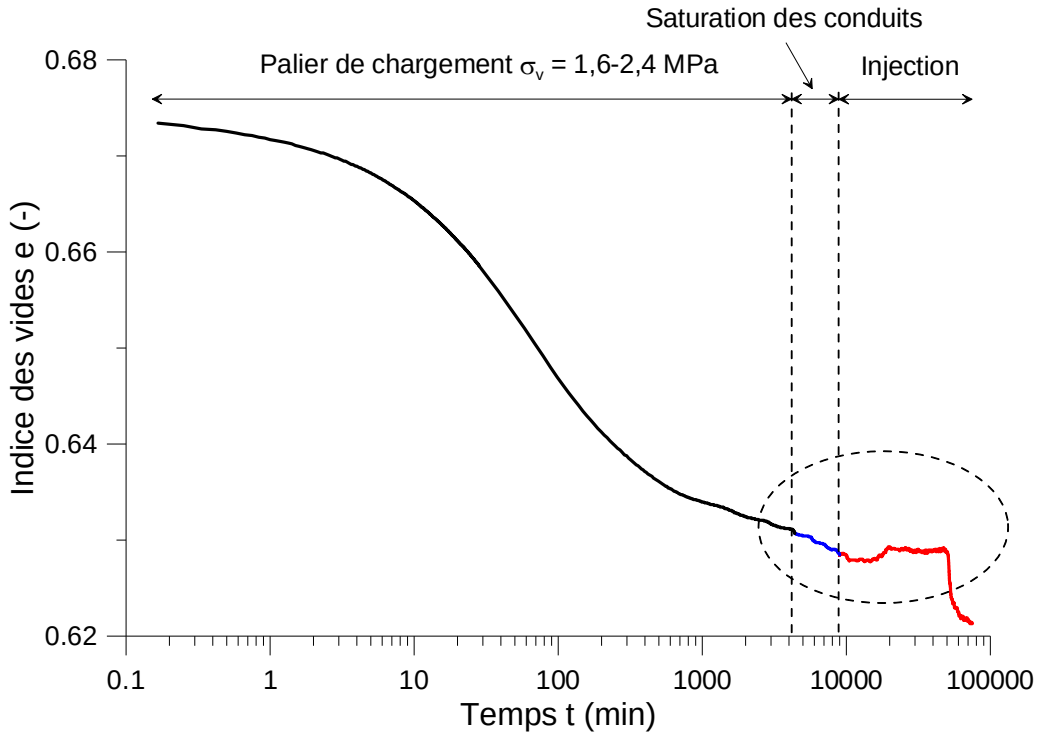


Figure 6-3 : Courbe de consolidation du dernier palier de chargement avant la saturation des conduits et l'injection de NaCl 30 g/L dans l'essai BE83O6

La compression finale plus importante de la phase d'injeciton implique plusieurs mécanismes : (i) déchargement dû à l'application d'une pression d'injection de 1 MPa à la base de l'éprouvette, (ii) rechargement par dissipation de la pression interstitielle quand la pression d'injection est enlevée, (iii) la continuation du fluage et (iv) l'effet chimique dû au changement de la solution intersitielle.

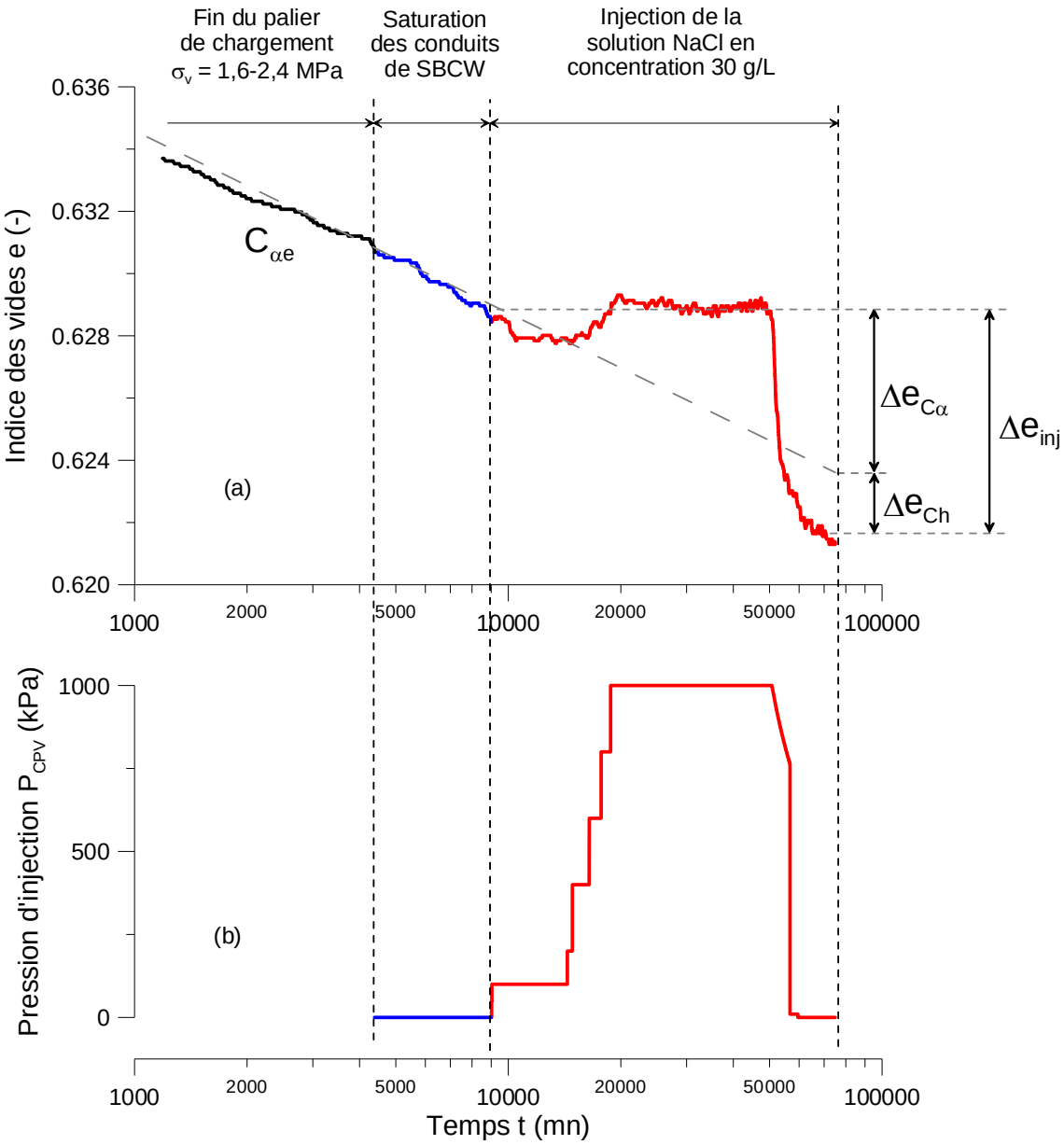


Figure 6-4 : Variation de l'indice des vides (a) et de la pression d'injection (b) pendant la phase d'injection dans BE83O6

La partie cerclée sur la Figure 6-3, incluant la compression secondaire du dernier palier de chargement, la saturation des conduits et l'injection de la solution NaCl, est détaillée sur la Figure 6-4a. L'évolution de la pression d'injection est aussi jointe sur la Figure 6-4b. Notons que la pression interstitielle dans l'éprouvette pendant cette période n'est pas uniforme ; elle varie de 0 (à la surface supérieure) à 1 MPa (à la surface inférieure). La contrainte verticale effective minimale est donc $\sigma'_{v\ min} = \sigma'_{v0} - 1$ (MPa) = 1,4 MPa pour BE83 et 2,2 MPa pour YK74. Ces valeurs de $\sigma'_{v\ min}$ sont supérieures à leurs contraintes de gonflement correspondant au chemin de déchargement à partir de σ'_{v0} (*c.f.* paragraphe

4.3.1.4), soit σ_{s1} = 1,06 MPa pour BE83 et 1,54 MPa pour YK73 (carotte sus-jacente à la carotte YK74 et dont propriétés supposées similaire). Ainsi, le déchargement dû à la pression d'injection et le rechargement dû à la dissipation de la pression interstitielle sont encore sur la pente C_{se1} (*c.f.* paragraphe 4.3.1.4), *i.e.* dans le domaine élastique avec des variations volumiques réversibles. La variation volumique totale finale de cettte phase ne concerne donc que le fluage et l'effet chimique :

$$\Delta e_{inj} = \Delta e_{C\alpha} + \Delta e_{Ch} \tag{6.1}$$

$$\Delta e_{C\alpha} = -C_{\alpha e}\Delta \log t_{inj} \tag{6.2}$$

où $\Delta \log t_{inj} = \log(t_2/t_1)$ est la différence des logarithmes de temps entre la fin (t_2) et le début (t_1) de l'injection ; t_1 et t_2 sont comptés à partir du début du dernier parlier de chargement jusqu'à σ'_{v0}. La variation de l'indice des vides due à l'effet chimique Δe_{Ch} peut être déduite de la variation totale de l'indice des vides pendant l'injection Δe_{inj}, et celle due au fluage Δe_{ch} avec l'expression (6.1) (dans l'hypothèse que le coefficient de compression secondaire $C_{\alpha e}$ ne soit pas modifié par le déchargement et le rechargement ainsi que l'effet chimique).

A partir de la courbe de compression, les pentes de compression c'_c et de gonflement c'_s ainsi que le module œdométrique $E_{œd}$ sont déterminés. Le coefficient de consolidation C_v, le coefficient de compression secondaire $C_{\alpha e}$, la conductivité hydraulique k, la perméabilité intrinsèque K sont aussi déterminés en se basnt sur les courbes de consolidation (voir les méthodes de détermination de ces paramètres au chapitre 4).

6.2.2. Variations volumiques lors de l'injection

En utilisant la méthode présentée sur la Figure 6-4a permettant de séparer différents facteurs provoquant les variations volumiques pendant la phase d'injection, différents paramètres sont déterminés et leurs valeurs sont présentées au Tableau 6-4. On observe que les coefficients de compression secondaire $C_{\alpha e}$ des essais BE83O3 et BE83O4, BE83O5 et BE83O6 sont assez similaires. Il faut toutefois noter qu'un boucle de chargement – déchargement a été réalisé avant le rechargement dans les essais BE83O3 et BE83O4, mais pas dans les essais BE83O5 et BE83O6. C'est probablement la raison pour laquelle $C_{\alpha e}$ de ces deux derniers ($5{,}53\times10^{-3}$) sont un peu plus grand que ceux des deux premiers ($4{,}37\times10^{-3}$

et 3,91×10^{-3}). Les valeurs de $C_{\alpha e}$ sont très proches pour les essais YK74O1 et YK74O2 : 4,14 ×10^{-3} et 3,68×10^{-3}, respectivement.

Tableau 6-4 : Variations volumiques lors de l'injection de solutions

Essai	σ'_{v0} + saturation des conduits	Phases					
		Injection					
	$C_{\alpha e}$ (10^{-3})	$t_{début}$ (1) (min)	t_{fin} (2) (min)	$\Delta e_{C\alpha}$ (10^{-3})	Δe_{Inj} (10^{-3})	Δe_{Ch} (10^{-3})	$\Delta\varepsilon_{vCh}$ (%)
YK74O1	4,14	6332	70686	-4,34	-3,59	0,76	-0,04
YK74O2	3,68	11876	100975	-3,43	-6,71	-3,29	0,18
BE83O3	4,37	2467	49733	-5,71	-2,94	2,77	-0,16
BE83O4	3,91	2467	49734	-5,11	-3,29	1,82	-0,11
BE83O5	5,53	8998	74932	-5,09	-7,14	-2,05	0,12
BE83O6	5,53	8997	74932	-5,09	-9,39	-4,30	0,25

(1) and (2): Temps comptés à partir du début du dernier palier de chargement jusqu'à σ'_{vo} avant la saturation des conduits

Pour les Argiles Yprésiennes, l'injection de la solution NaCl d'une concentration de 15 g/L (essai YK74O1) entraîne un faible gonflement de $\Delta\varepsilon_{vCh}$ = -0.04 % tandis qu'une compression de $\Delta\varepsilon_{vCh}$ = 0,18 % est observée avec cette solution à 30 g/L de concentration (YK74O2). Pour l'Argile de Boom, l'injection de l'eau distillée (essais BE83O3) provoque un gonflement de $\Delta\varepsilon_{vCh}$ = -0,16 %, supérieur à celui causé par l'injection de l'eau synthétique SBCW (BE83O4) $\Delta\varepsilon_{vCh}$ = -0,11 %. En revanche, l'injection des solutions NaCl des concentrations de 15 g/L (BE83O5) et 30 g/L (BE83O6) donne lieu à des compressions : $\Delta\varepsilon_{vCh}$ = 0,12 % et 0,25 % respectivement, *i.e.* l'injection de la solution NaCl en concentration plus forte engendre plus de compression.

6.2.3. Compressibilité et gonflement

Les courbes de compresssion des quatre essais sur l'Argile de Boom (BE83O3, 4, 5, 6) et deux essais sur les Argiles Yprésiennes (YK74O1, 2) sont montrées sur les Figure 6-5 et

Figure 6-6, respectivement. La Figure 6-7 compare ces courbes et celles des essais (YK73O1, 2) après la phase de saturation des conduits de l'eau synthétique. Le Tableau 6-5 récapitule les indices des vides e et les déformations verticales ε_v de ces six essais à différentes étapes : (i) état initial avant l'essai (point 0 sur la Figure 6-2) avec e_0 ; (ii) point I avec e_I et ε_{vI} ; et (iii) point II avec e_{II} et ε_{vII}. Les résultats des quatre essais œdométriques conventionnels sur YK73 et BE83 (*c.f.* chapitre 4) sont aussi reportés dans le Tableau 6-5 pour comparaison.

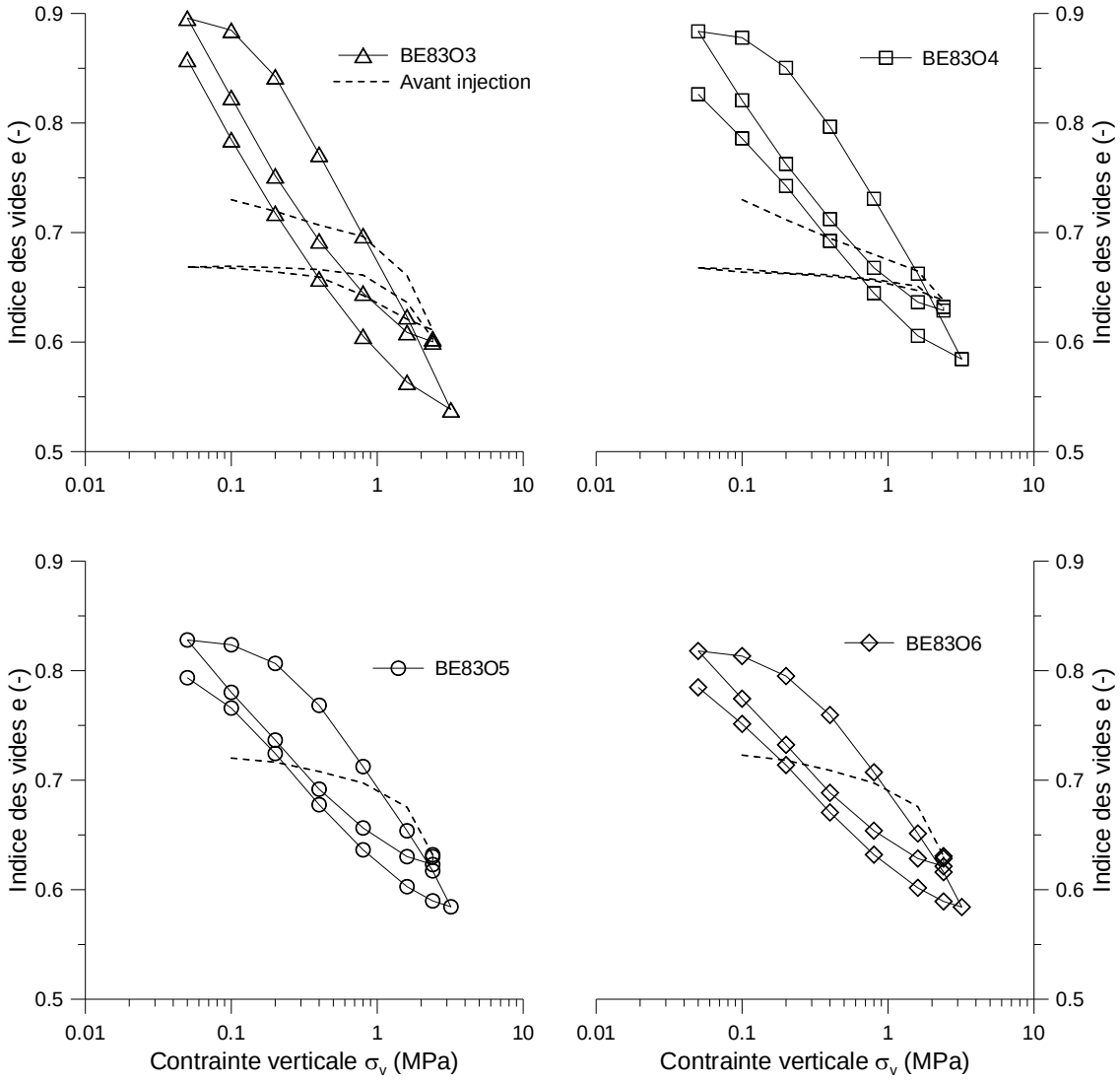


Figure 6-5 : Courbes de compression des essais BE83O3-4-5-6

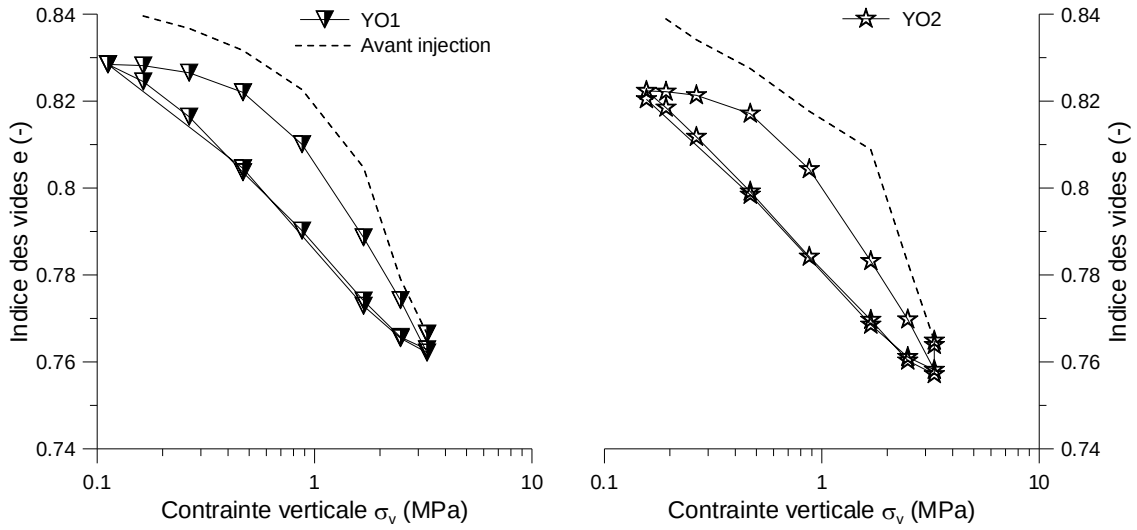


Figure 6-6 : Courbes de compression des essais YK74O1-2

Tableau 6-5 : Gonflements des Argiles de Boom et Yprésiennes au déchargement à partir des états de contrainte *in situ*

Essai	e_0 (-)	Etat *in situ*			Fin du 1er déchargement I-II		
		σ_{v0} (MPa)	e_I (-)	ε_{vI} (%)	σ_{vII} (MPa)	e_{II} (-)	ε_{vII} (%)
YK73O1	0,940	3,20	0,821	6,12	0,21	0,942	-0,08
YK73O2	0,927	3,20	0,802	6,46	0,05	0,986	-3,08
YK74O1	0,840	3,20	0,763	4,17	0,11	0,828	0,61
YK74O2	0,839	3,20	0,757	4,44	0,16	0,822	0,90
BE83O1	0,691	2,40	0,636	3,29	0,21	0,752	-3,58
BE83O2	0,705	2,40	0,615	5,31	0,05	0,811	-6,23
BE83O3	0,730	2,40	0,600	7,50	0,05	0,896	-9,59
BE83O4	0,730	2,40	0,629	5,85	0,05	0,884	-8,89
BE83O5	0,720	2,40	0,623	5,65	0,05	0,828	-6,27
BE83O6	0,723	2,40	0,621	5,90	0,05	0,818	-5,52

Bien que les deux carottes d'Argiles Yprésiennes YK73 et YK74 sont adjacentes (longueur d'environ 1 m chacune), la première est bien plus poreuse que la dernière pour une contrainte verticale donnée. Pour la carotte BE83, en revanche, les indices des vides initiaux e_0 des éprouvettes présentent peu de variation et sont nettement plus petits que ceux des Argiles Yprésiennes. A l'état de contrainte *in situ* $\sigma_v = \sigma'_{v0}$ (point I sur la Figure 6-2), malgré

le chargement plus important, à 3,2 MPa au lieu de 2,4 MPa, les Argiles Yprésiennes conservent encore des indices des vides e_I bien supérieurs à ceux de l'Argile de Boom.

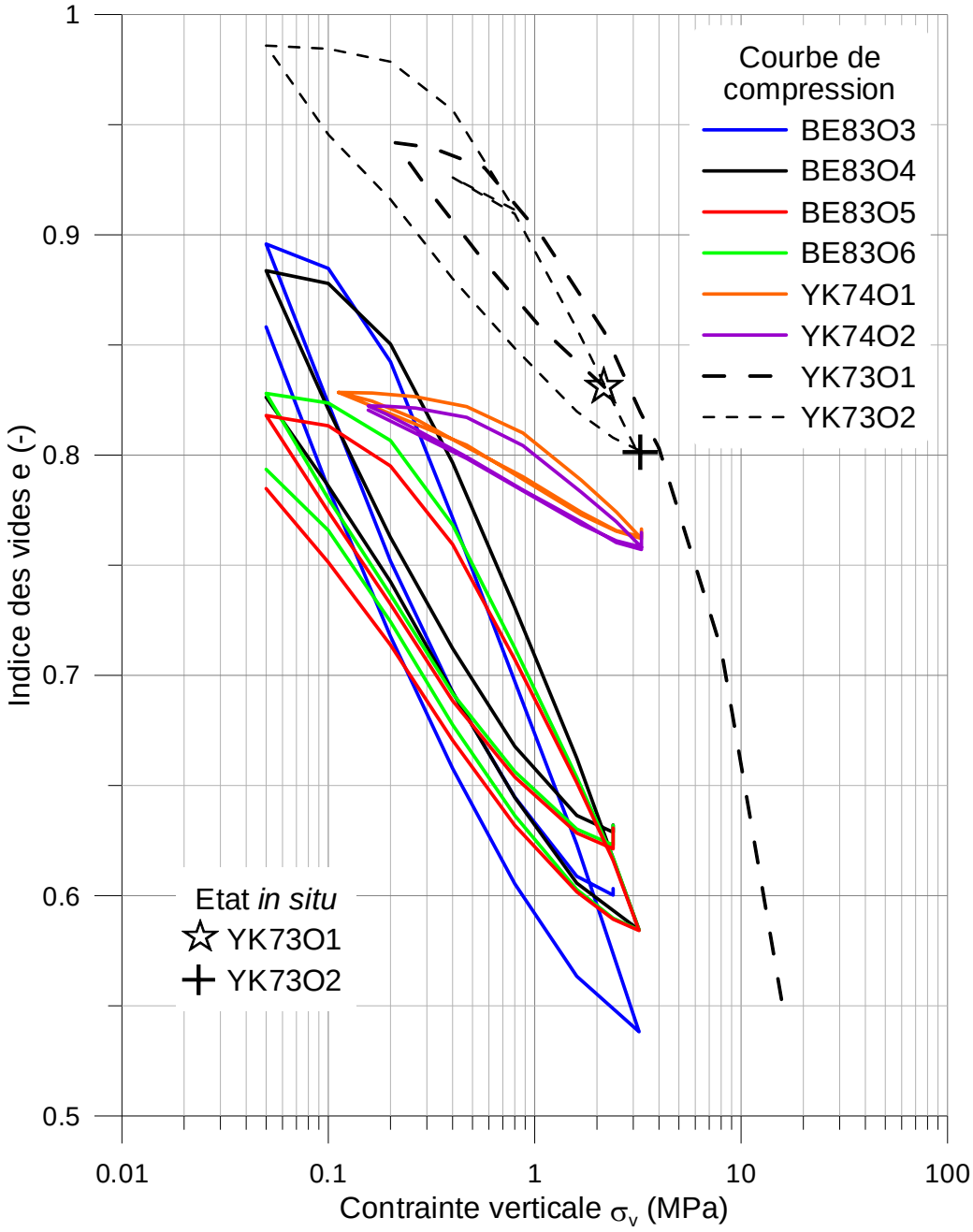


Figure 6-7 : Comparaison des courbes de compression des Argiles de Boom et Yprésiennes

Après la phase d'injection où l'eau de pore *in situ* est "remplacée" par les solutions désirées, on observe sur la Figure 6-7 que les pentes de gonflement des Argiles Yprésiennes (essais YK74O1, 2) sont bien plus faibles que celles de l'Argile de Boom (essais BE83O3, 4,

5, 6) ; ceci malgré sa teneur en smecite plus élevée. Comparant les essais conventionnels (YK73O1, 2) où l'eau de pore est SYCW avec les essais (YK74O1, 2) où l'eau de pore *in situ* est "remplacée" par les solutions NaCl de 15 et 30 g/L, on observe que la pente de gonflement des essais (YK74O1, 2) est bien plus faible que celle des essais (YK73O1, 2). Notons pourtant que les indices des vides e_I au début du déchargement I-II de (YK74O1, 2) sont bien inférieurs à ceux de (YK73O1, 2).

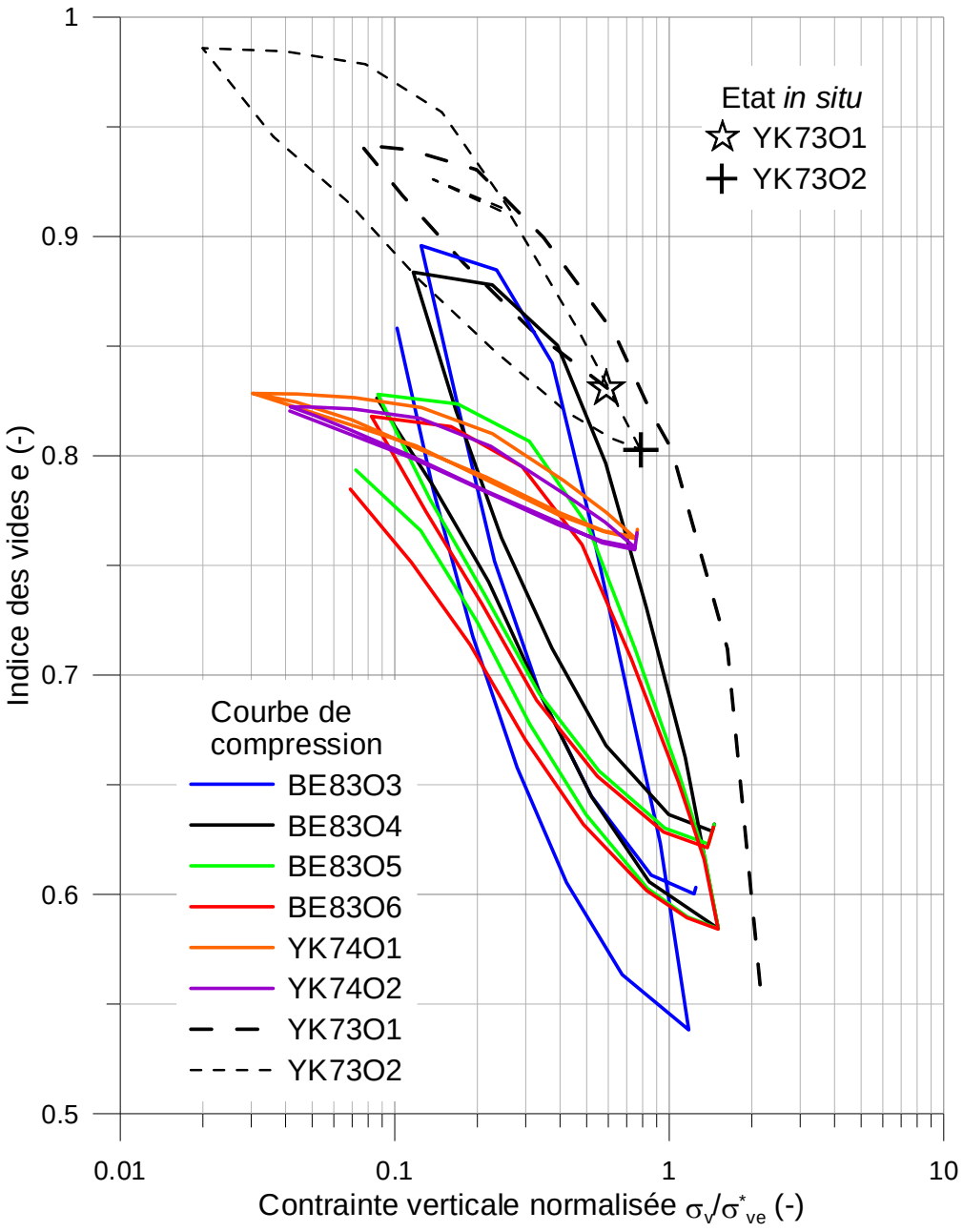


Figure 6-8 : Courbes de compression normalisées des Argiles de Boom et Yprésiennes

Considérant les indices des vides e_{II} et les déformations verticales ε_{vII} à la fin du premier déchargement I-II, avec la "nouvelle" eau de pore injectée, tous les quatre essais (BE83O3, 4, 5, 6) produisent des gonflements $\varepsilon_{vII} < 0$, *i.e.* les indices des vides e_{II} dépassent leurs valeurs initiaux e_0. En revanche, les Argiles Yprésiennes dans les essais (YK74O1, 2) restent encore en compression $\varepsilon_{vII} > 0$. Notons que pour YK73O1 qui est déchargé à partir de σ'_{v0} avec un indice des vides e_I plus élevé jusqu'à une contrainte verticale σ_{vII} plus grande, on a un léger gonflement ε_{vII} = -0,08 %. Ceci paraît contradictoire avec les observations générales dans la littérature sur les argiles gonflantes : plus l'indice des vides e est petit, ou bien plus la densité est élevée, plus la capacité de gonflement est importante (Siemens et Blatz, 2009 ; Villar et Lloret, 2008 ; Wang et al., 2012). Cette contradiction provient de l'effet des "nouvelles" eaux de pores injectées – les solutions NaCl de concentrations de 15 et 30 g/L. On observe aussi que les déformations verticales à la fin du premier déchargement I-II ε_{vII} augmente avec la concentration de NaCl pour toutes les deux argiles.

Vu la variabilité des indices des vides des éprouvettes, tant à l'état initial (e_0) que sous la contrainte in situ effective σ'_{v0} (e_I), les courbes de compression sont normalisées pour la densité, suivant (Burland, 1990 ; Cotecchia et Chandler, 2000 ; Hvorslev, 1937) par arpport à la "contrainte verticale équivalente" σ^*_{ve} (*c.f.* chapitre 1). Cette dernière est, par définition, la contrainte verticale sur la courbe ICL (du sol reconstitué) correspondant à l'indice des vides du sol naturel. La "contrainte verticale équivalente" σ^*_{ve} pour un indice des vides e donné est calculée par la formule suivante :

$$\sigma^*_{ve} = 10^{\frac{e^*_{100} - e}{C^*_c} - 1} \text{ (MPa)} \tag{6.3}$$

où les valeurs de e^*_{100} et C^*_c sont déterminées empiriquement à partir de la limite de liquidité w_L (*c.f.* chapitre 3 dans l'hypothèse que l'effet chimique sur w_L soit négligeable) avec les formules (1.6) et (1.9). Les courbes de compression normalisées sont présentées sur la Figure 6-8.

Considérant la variation totale de l'indices des vides $\Delta e = e_{max} - e_{min}$ pour chaque chemin de déchargement (I-II, III-IV) ou de rechargement (II-III), due à la variation des contraintes verticales normalisées $\log \frac{\left(\sigma_v / \sigma^*_{ve}\right)_{\max}}{\left(\sigma_v / \sigma^*_{ve}\right)_{\min}}$ sur la Figure 6-8, on observe clairement que BE83O3 qui a "l'eau distillée comme solution interstitielle" présente la compressibilité et

la capacité de gonflement les plus fortes. Ces compressibilité et capacité de gonflement diminuent avec la diminution de Δe et avec l'augmentation $\log\frac{\left(\sigma_v/\sigma_{ve}^*\right)_{\max}}{\left(\sigma_v/\sigma_{ve}^*\right)_{\min}}$, dans l'ordre des essais BE83O3, 4, 5, 6. Autrement dit, l'augmentation de la concentration saline dans l'eau de pore baisse la compressibilité et la capacité de gonflement de l'Argile de Boom, ou bien rigidifie cette argile. Une même tendance de variation est observée en comparant (YK74O1, 2) et YK73O2.

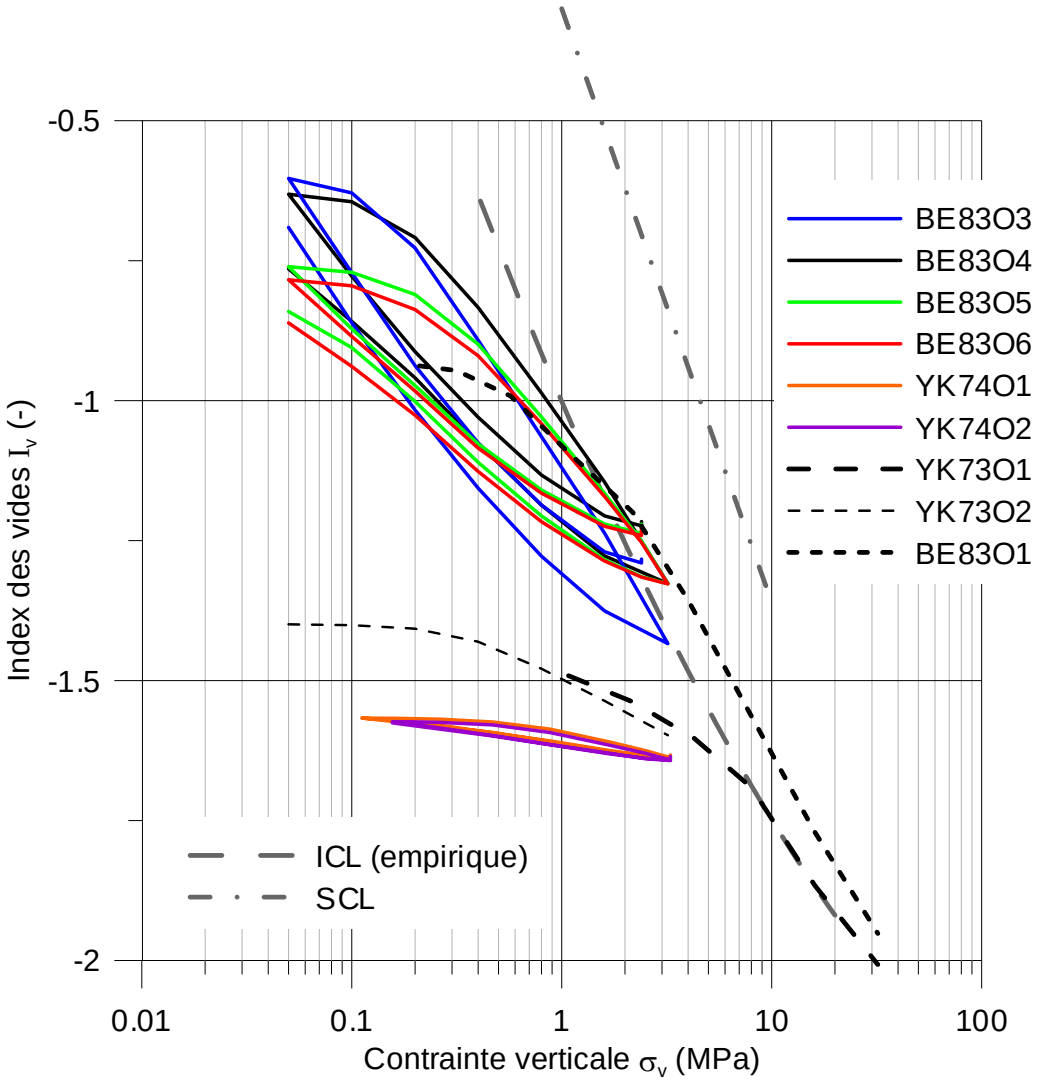


Figure 6-9 : Courbes de compression normalisées des Argiles de Boom et Yprésiennes

La Figure 6-9 présente les courbes de compression normalisées I_v – $\log\sigma_v$ (Burland, 1990) des carottes BE83, YK73 et YK74 (*c.f.* paragraphes 1.4.2 et 4.3.1.9). Les résultats

confirment les observations obtenues au chapitre 4: bien que les Argiles Yprésiennes aient des indices des vides *e* nettement plus élevés que l'Argile de Boom, leurs index des vides I_v est bien plus petits en raison de sa teneur en argiles gonflantes plus importante. On observe de nouveau que les solutions NaCl de 15 et 30 g/L diminuent la compressibilité et la capacité de gonflement : les valeurs de YK74 sont plus grandes que celles de YK73. En se basant sur la forme et la position des courbes I_v – logσ_v de YK74 vis-à-vis de celles de YK73, un changement plus marqué de pentes au niveau de la limite élastique σ_y peut être prévu pour YK74 quand des contraintes verticales σ_v plus importantes sont appliquées. Autrement dit, une concentration saline plus forte rendrait le comportement élasto-plastique de l'argile yprésienne plus clair.

Les Figure 6-10 et Figure 6-11 montrent les variations des pentes de compression c'_c et de gonflement c'_s ainsi que du module œdométrique $E_{œd}$ en fonction de la contrainte verticale σ_v. Les résultats confirment que les Argile Yprésiennes, dans la gamme de contrainte considérée, sont plus raides que l'Argile de Boom en présentant de plus faibles pentes de compression c'_c et de gonflement c'_s ainsi de plus grands modules œdométriques $E_{œd}$. Notons que YK74 est plus poreuse et contient plus d'argiles gonflantes que BE83.

Pour l'Argile de Boom, l'éprouvette avec de l'eau distillée (BE83O3) a les valeurs les plus grandes de c'_c et c'_s. Ces valeurs diminuent dans l'ordre des éprouettes avec de l'eau synthétique SBCW (BE83O4), des solutions NaCl de 15 g/L (BE83O5) et de 30 g/L (BE83O6). Les valeurs maximales de $E_{œd}$ sont obtenues, en revanche, par l'essai avec la solution NaCl de 30 g/L (BE84O6). Elles diminuent suivant l'ordre inverse par rapport à celui de c'_c et c'_s. Rappelons que la salinité de l'eau synthétique SBCW est de 4,8 g/L dont NaCl est le sel principal contribuant à 75 % des cations Na^+.

Il est à souligner que les effets chimiques sur la compressibilité et le gonflement des argiles diminuent avec l'augmentation de la contrainte verticale σ_v, à l'exception de la pente de compression c'_c : on observe sur la Figure 6-10b que les écarts entres c'_c des éprouvettes avec différentes solutions s'élargissent avec l'augmentation de la contrainte verticale σ_v jusqu'à une valeur intermédiaire équivalente à la contrainte de gonflement du chemin de rechargement σ_s, puis se ferment quand σ_v monte à 3,2 MPa.

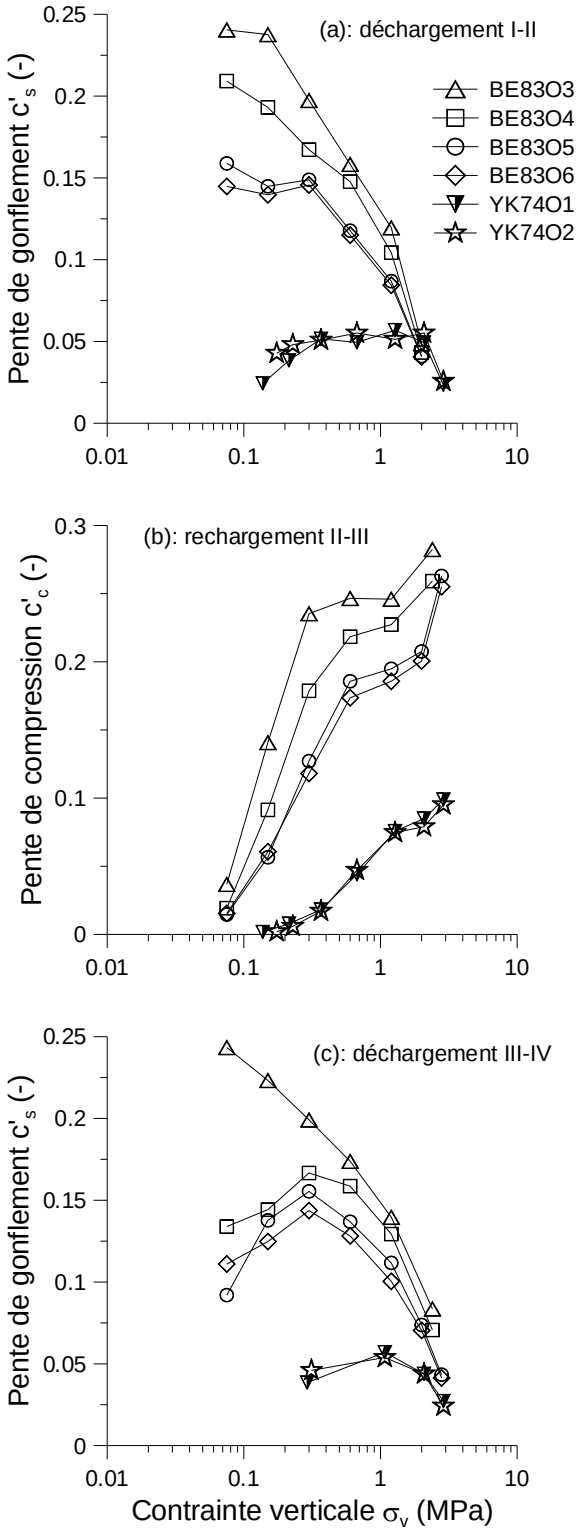


Figure 6-10 : Variations des pentes de gonflement et de compression en fonction de la contrainte verticale pendant le déchargement I-II (a) ; rechargement II-III (b) ; et déchargement III-IV (c)

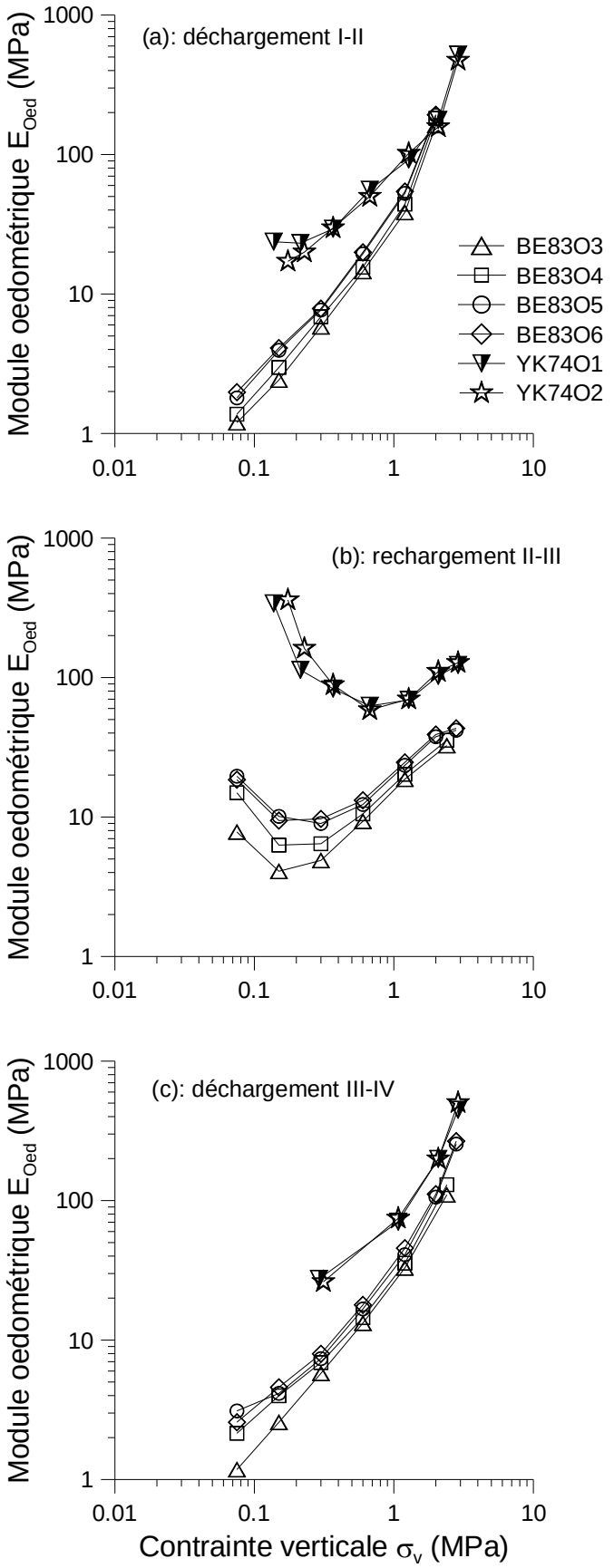


Figure 6-11 : Variations du module œdométrique en fonction de la contrainte verticale pendant le déchargement I-II (a) ; le rechargement II-III (b) ; et le déchargement III-IV (c)

Il est aussi important de noter que les différences en termes de c'_c, c'_s et $E_{æd}$ entre l'Argile de Boom avec des solutions NaCl de concentrations de 15 et 30 g/L (BE83O5 et BE83O6) sont très faibles par rapport à celles avec l'eau synthétique SBCW et l'eau distillée. C'est-à-dire, les effets chimiques ne s'intensifient pas proportionellement avec l'augmentation de la concentration saline de l'eau de pore mais stagnent à fortes concentrations. Pour les Argiles Yprésiennes qui contiennent des teneurs en smectite plus élevées que l'Argile de Boom, les effets chimiques sur la compressibilité et le gonflement semblent se stabiliser à partir d'une concentration saline de l'eau interstitielle plus faible. Ainsi, les différences de c'_c, c'_s et $E_{æd}$ entre YK74O1 et YK74O2 sont moins prononcés que celles entre BE83O5 et BE83O6.

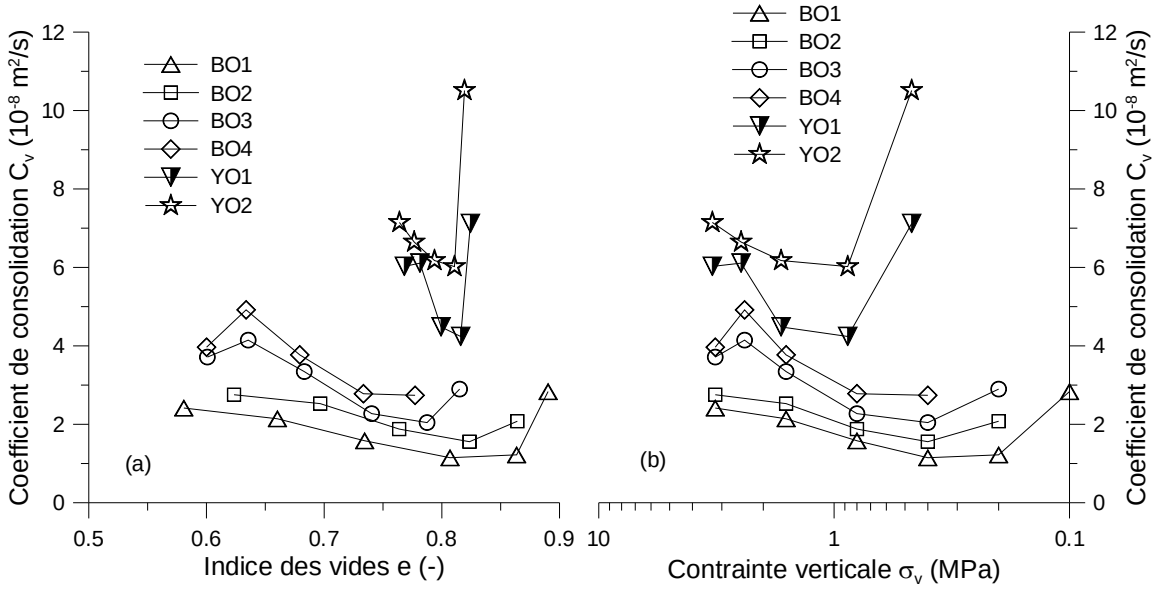


Figure 6-12 : Variations du coefficient de consolidation en fonction de l'indice des vides pendant le rechargement II-III

Le coefficient de consolidation C_v du chemin de rechargement (II-III) est montré sur les Figure 6-12a, b en fonction de l'indice des vides e et de la contrainte verticale σ_v. On observe que les Argiles Yprésienne présentent des coefficients de consolidation C_v bien supérieures à ceux de l'Argile de Boom à un indice des vides e donné ou une contrainte verticale σ_v donnée. On trouve pour toutes les deux argiles avec les quatre solutions interstitielles que suivant l'augmentation de la contrainte verticale σ_v, le coefficient C_v diminue à des valeurs minimales avant de s'accroître. On observe aussi que les deux argiles présentent les valeurs les plus élevées de C_v avec la solution NaCl de 30 g/L de concentration

(BE83O6 et YK74O2), suivies, dans l'ordre décroissant, de celles avec la solution NaCl de 15 g/L (BE83O5 et YK74O1), l'eau synthétique SBCW (BE83O4) et l'eau distillée (BE83O3). Autrement dit, l'augmentation de la concentration saline de l'eau de pore raccourcit la consolidation des argiles. De plus, avec les deux solutions de NaCl de 15 et 30 g/L de concentrations, la différence en C_v des argiles Yprésiennes (YK74O1 et 2) est plus importante que celle de l'Argile de Boom (BE83O5 et 6) à un indice des vides e donné ou une contrainte verticale σ_v donnée.

La variation du coefficient de compression secondaire $C_{\alpha e}$ en fonction de l'indice des vides final de chaque palier est montrée sur la Figure 6-13a pour l'Argile de Boom et sur la Figure 6-13b pour les Argiles Yprésiennes. Notons que suivant la définition de ce paramètre au chapitre 2, $C_{\alpha e}$ est positif au chargement et négatif au déchargement. Les Argiles Yprésiennes présentent des valeurs de $C_{\alpha e}$ ($5 \div 15 \times 10^{-4}$ au rechargement et $-1 \div -40 \times 0^{-4}$ aux déchargements) plus faibles (en valeur absolue) que l'Argile de Boom ($20 \div 80 \times 10^{-4}$ au rechargement et $-5 \div -120 \times 10^{-4}$ au déchargement).

On observe un effet clair de la composition chimique de l'eau de pore sur la compression secondaire pour l'Argile de Boom pendant la phase de rechargement : plus la concentration est élevée, plus $C_{\alpha e}$ est faible. Cet effet diminue avec l'augmentation de la contrainte verticale σ_v et devient négligeable sous σ_v proche de σ_{v0}. Il s'atténue aussi avec l'augmentation de la concentration : les valeurs de $C_{\alpha e}$ des éprouvettes avec NaCl de 15 et 30 g/L de concentrations ne sont pas très différents. Pendant les déchargements sur l'Argile de Boom, l'effet chimique n'est pas évident. Pour les Argiles Yprésiennes, comme il n'y a que deux fortes concentrations considérées, l'effet chimique n'est pas clair, bien que une légère différence pendant les déchargements puisse être identifée. En général, ces résultats appuient l'hypothèse d'un effet chimique negligeable sur $C_{\alpha e}$, pour la détermination de la variation volumique pendant la phase d'injectionau (voir paragraphe 6.2.1).

Les corrélations entre le coefficient de compression secondaire $C_{\alpha e}$ et la pentes de compression c'_c pour le chemin de rechargement, la pente de gonflement c'_s pour les chemins de déchargement sont montrées sur la Figure 6-14a et la Figure 6-14b pour les Argiles de Boom et Yprésiennes respectivement. Des relations linéaires entre $C_{\alpha e}$ et c'_c peuvent être établies avec $C_{\alpha e}/c'_c = 0{,}024$ pour l'Argile de Boom et 0,015 pour les Argiles Yprésiennes. Entre $C_{\alpha e}$ et c'_s, des relations bi-linéaires peuvent être proposées.

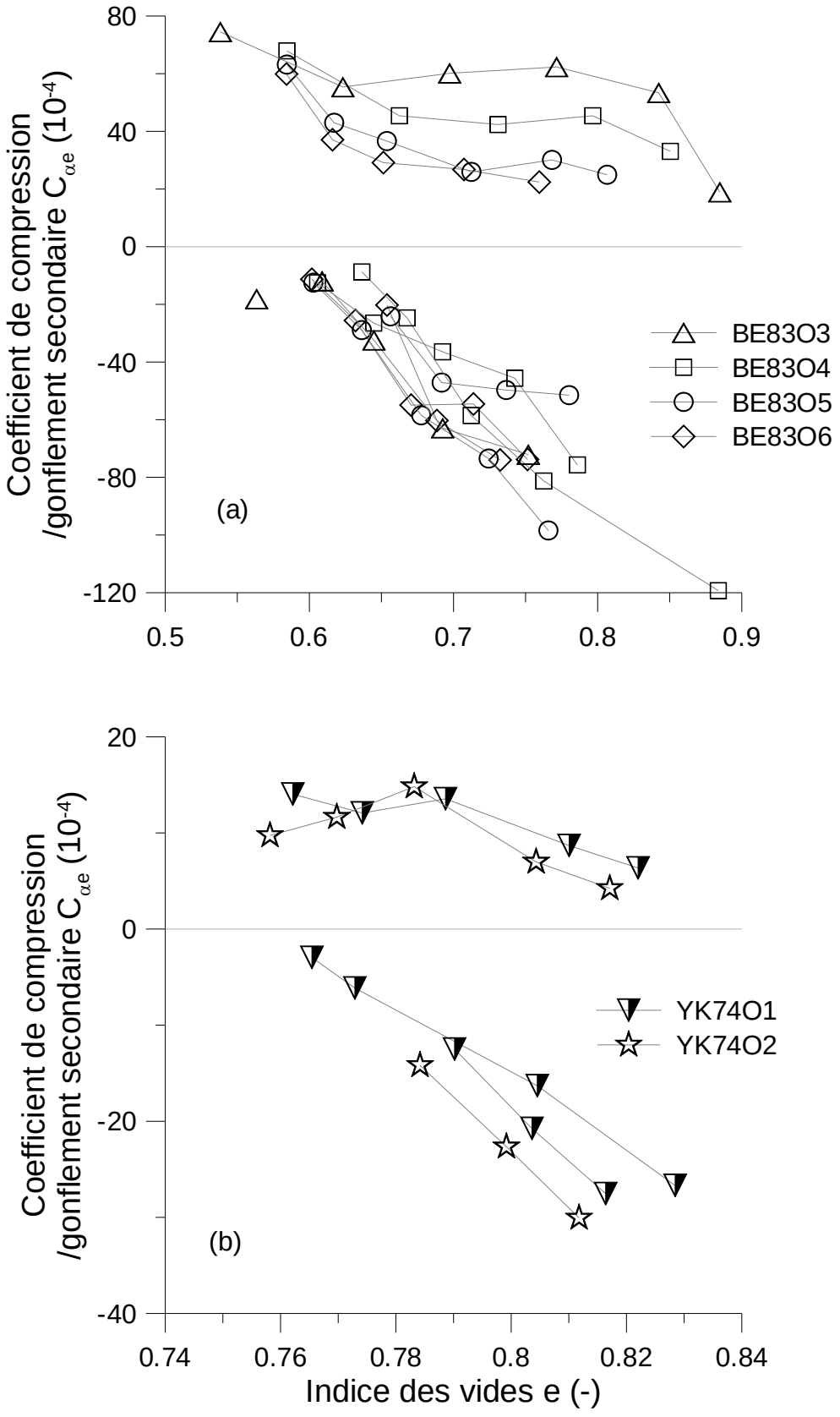


Figure 6-13 : Variations du coefficient de compression secondaire en fonction de l'indice des vides pour les Argiles de Boom (a) et Yprésiennes (b)

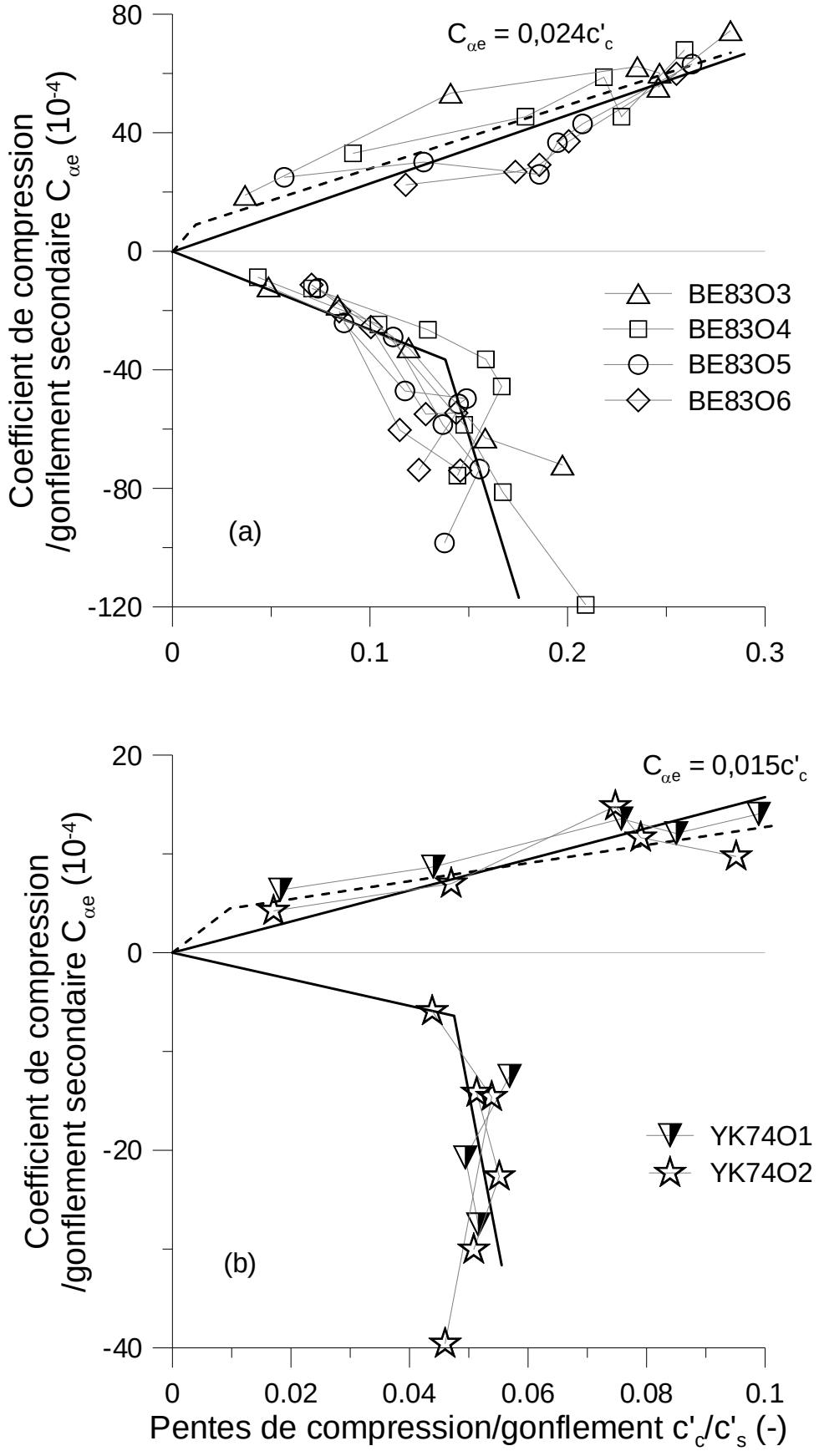


Figure 6-14 : Corrélation entre $C_{\alpha e}$ et c'_c ou c'_s pour les Argiles de Boom (a) et Yprésiennes (b)

6.2.4. Perméabilité

Quand le régime est devenu permanent et l'eau de pore *in situ* est "remplacée" par la solution désirée, la conductivité hydraulique *k* est mesurée à la fin de la phase d'injection. De plus, *k* est aussi déterminée par l'analyse inverse des courbes de consolidation pour les paliers de rechargement (chemin II-III). Les résultats obtenus sont montrés sur la Figure 6-15 pour toutes les deux argiles, Boom et Yprésiennes. La perméabilité intrinsèque *K* correspondante sont données sur la Figure 6-16. On constate que les tendances d'évolution de *k* et *K* en fonction de l'indice des vides *e* sont les mêmes sur les deux figures. On observe aussi que la perméabilité intrinsèque *K* des Argiles Yprésiennes (1,4 ÷ 3,7×10^{-19} m^2) est 2 ÷ 3 fois plus faible que celle de l'Argile de Boom (1,8 ÷ 9,0×10^{-19} m^2).

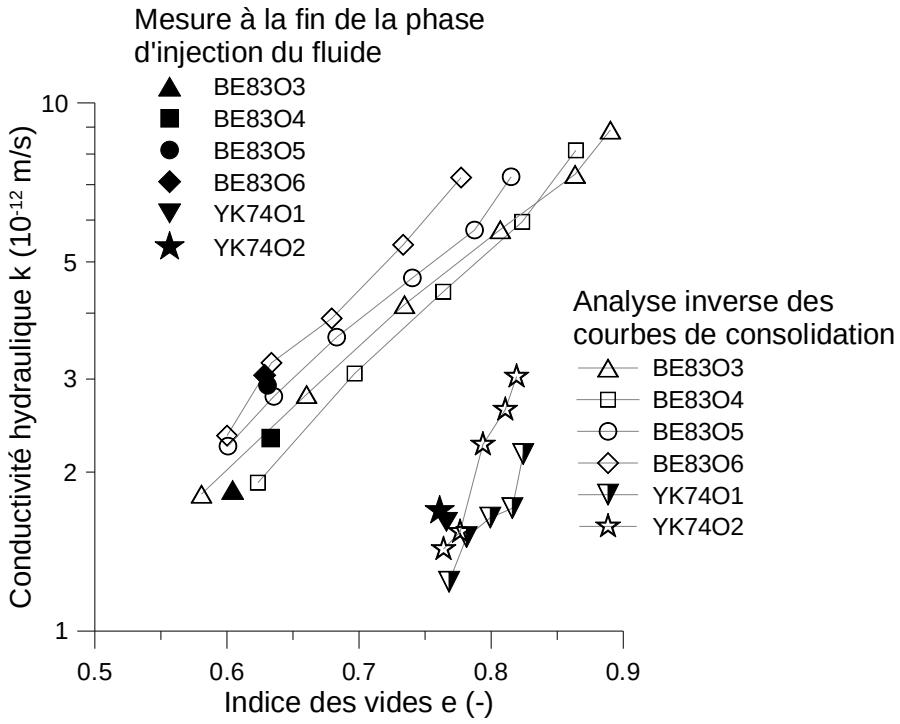


Figure 6-15 : Variations de la perméabilité en fonction de l'indice des vides pour les Argiles de Boom et Yprésiennes

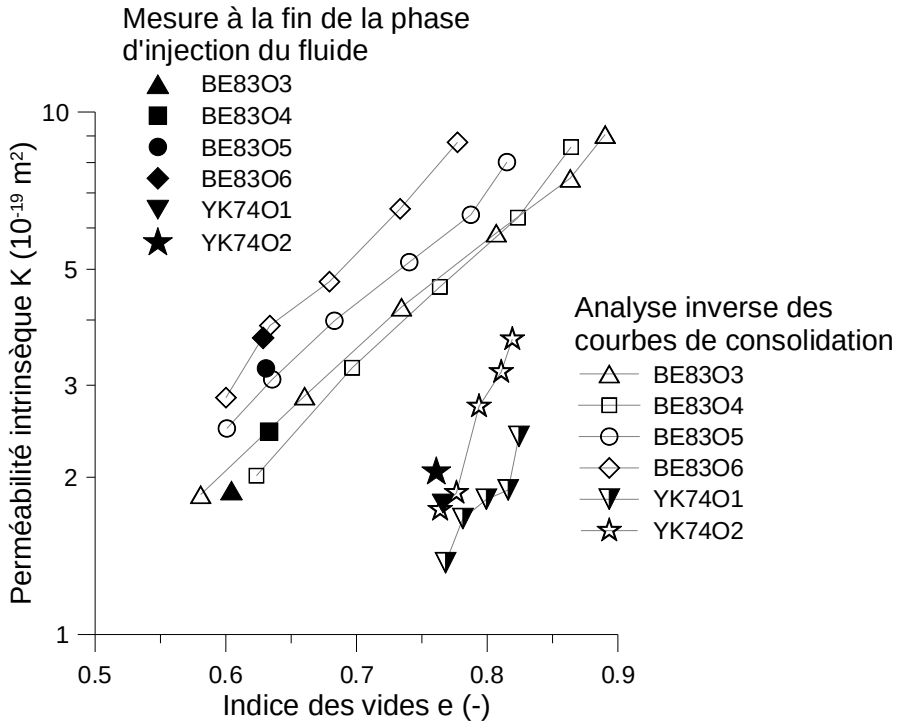


Figure 6-16 : Variations de la perméabilité intrinsèque en fonction de l'indice des vides pour les Argiles de Boom et Yprésiennes

De plus, des différences importantes peuvent être identifiées entre les quatre éprouvettes de l'Argile de Boom avec quatre solution différentes, et entre les deux éprouvettes des Argiles Yprésiennes avec deux solutions différentes. Les éprouvettes avec la solution NaCl de 30 g/L (BE83O6 et YK74O2) montre une perméabilité plus grande, suivies, dans l'ordre décroissant, de celles avec la solution NaCl de 15 g/L (BE83O5 et YK74O1), l'eau synthétique SBCW (BE83O4) et l'eau distillée (BE83O3). Contrairement au cas de la compressibilité et du gonflement, la différence entre les éprouvettes saturées des solutions NaCl de 15 et 30 g/L est plus grande que celle entre les éprouvettes dont l'eau de pore est remplacée par l'eau distillée et l'eau synthétique SBCW.

6.2.5. Microstructure

La Figure 6-17 et la Figure 6-18 présentent respectivement les essais porosimétriques à mercure sur les échantillons d'Argiles de Boom et Yprésiennes. Les résultats sont toujours exprimés en indice des vides occupés par du mercure e_m et en densité de distribution des pores $de_m/d\log D$ suivant le diamètre apparent de pores D (*c.f.* paragraphe 3.6.2). Comme la technique de porosimétrie à mercure utilisée ne couvre qu'une gamme limitée de tailles

apparentes des pores, entre 0,005 et 300 µm (*c.f.* chapitre 2), la valeur finale de l'indice des vides occupés par du mercure e_{mf} est toujours inférieure à la valeur globale e_0. Les résultats porosimétriques des sols intacts sont aussi reportés sur ces figures comme références. Des analyses détaillée sur les sols intacts ont été présentées aux paragraphes 3.6.2.1 pour l'Argile de Boom et 3.6.2.2 pour les Argiles Yprésiennes.

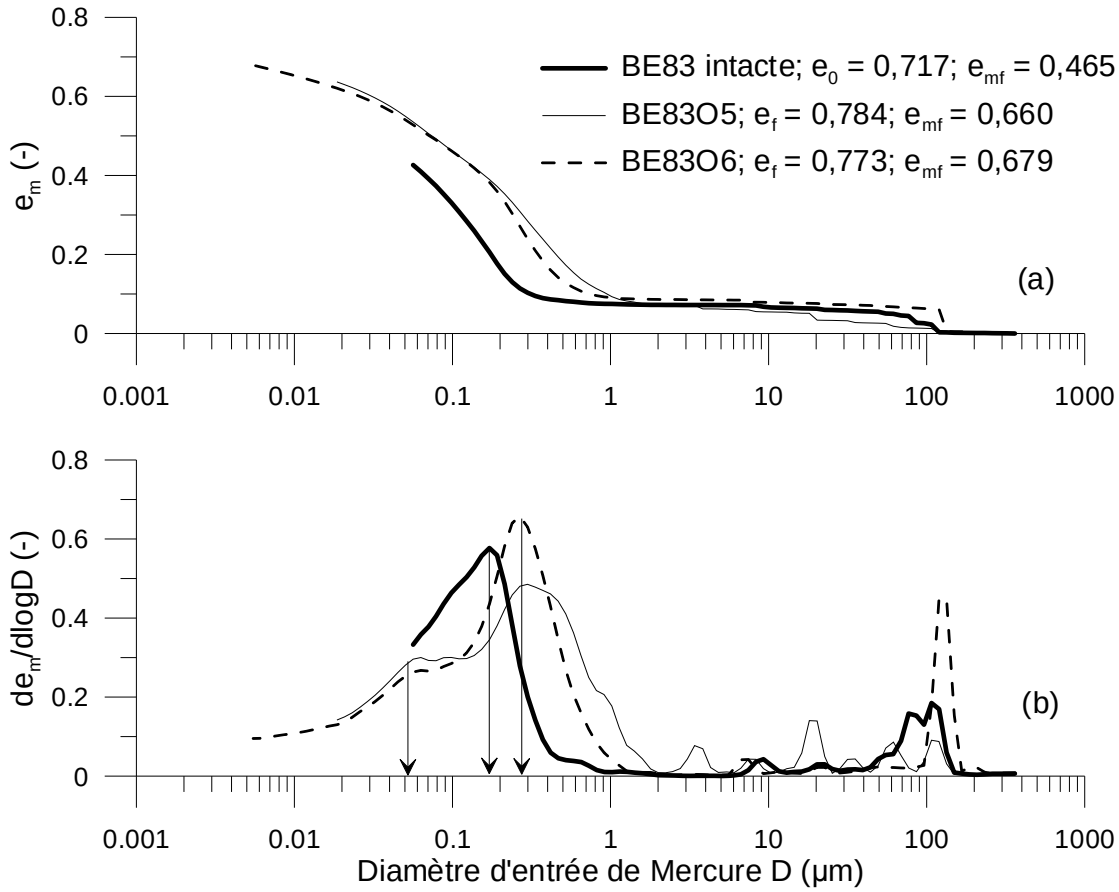


Figure 6-17 : Porosimétrie à Mercure de l'Argile de Boom : (a) courbes cumulées, (b) courbes dérivées

Brièvement, l'Argile de Boom à Essen (BE83) intacte présente une distribution porosimétrique mono-modale correspondant à une microstructure de type matriciel. La famille de pore dominante est au niveau inter-particulaire ayant un diamètre apparent D = 0,06 ÷ 0,16 µm (Figure 6-17b). Notons que ces valeurs sont légèrement plus grandes que celles de l'Argile de Boom à Mol (D = 0,05 ÷ 0,15 µm). Cela engendre macroscopiquement un indices des vides plus élevé, soit 0,717 pour BE83 (0,598 pour BM2).

Après le "remplacement" de l'eau de pore par des solutions NaCl de 15 g/L (BE83O5) et de 30 g/L (BE83O6) et les chemins de déchargement – rechargement –

déchargement entre 2,4 – 0,05 – 3,2 – 0,05 MPa, la distribution des pores devient bi-modale. Ceci est lié au fait que (i) les micro-pores ($D \leq 0{,}06$ µm) semblent inaffectées par les sollicitations chimiques et mécaniques (faibles contraintes) ; (ii) la densité des pores intermédiaire ($0{,}06 \leq D \leq 0{,}2$ µm) diminue ; et (iii) la densité des macro-pores ($D \geq 0{,}3$ µm) s'accroissent. Notons que la densité des macropores de $D \approx 0{,}3$ µm de BE83O6 (avec NaCl de 30 g/L) est plus grande que celle de BE83O5 (avec NaCl de 15 g/L). Notons aussi que les populations ayant le diamètre apparent d'environ 100 µm ne représente pas la porosité des sols étudiés, et correspondent plutôt aux fissures crées par la préparation des échantillons (coupage, lyophilisation, *etc.*) et à la technique de l'essai porosimétrique (*c.f.* chapitre 2).

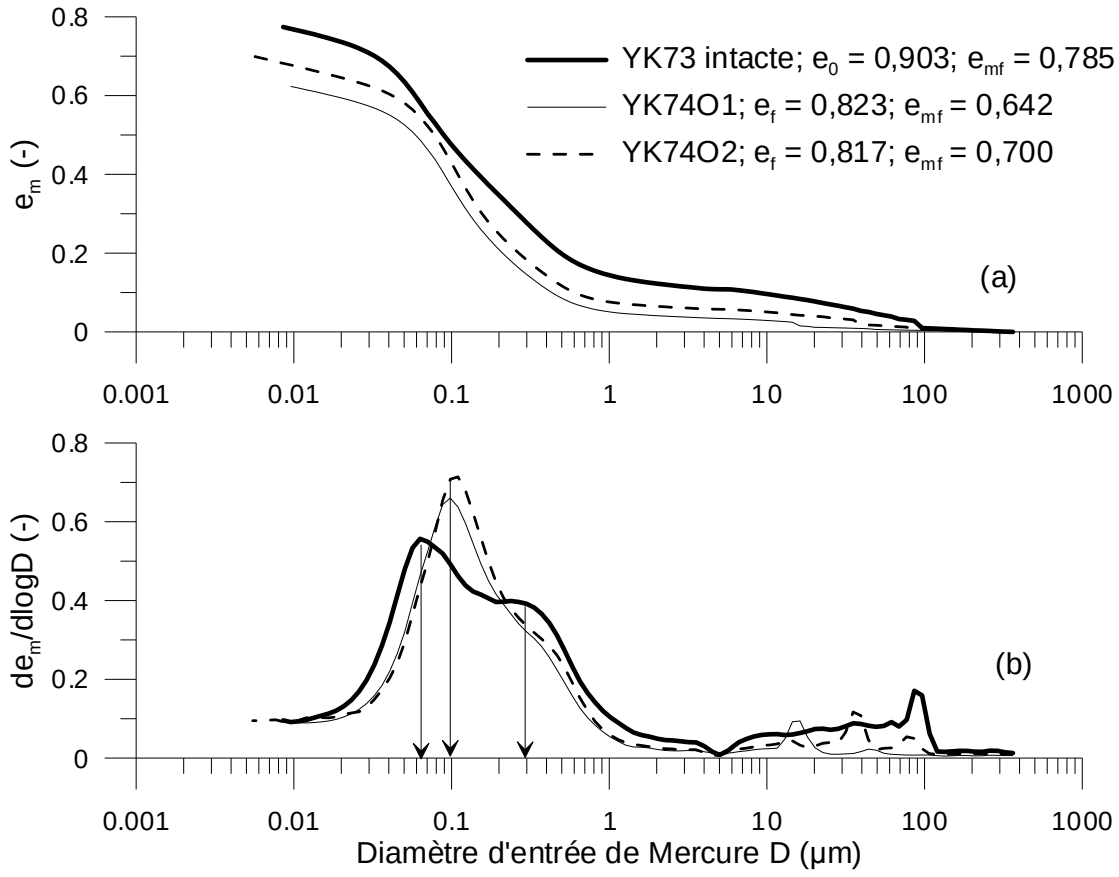
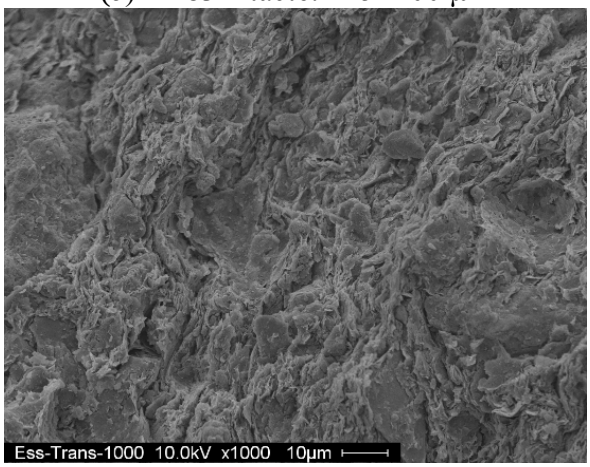
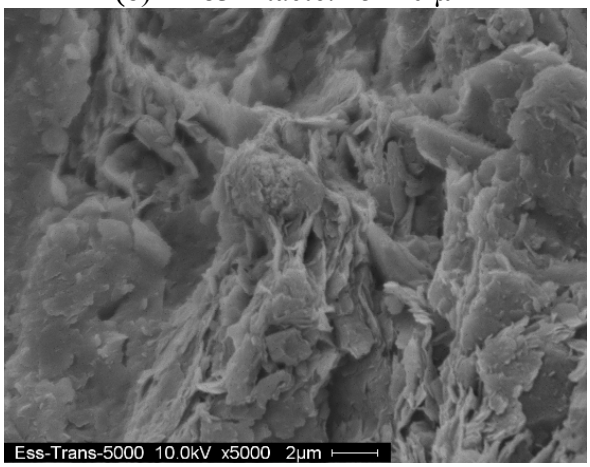


Figure 6-18 : Porosimétrie à Mercure des Argiles Yprésiennes : (a) courbes cumulées, (b) courbes dérivées

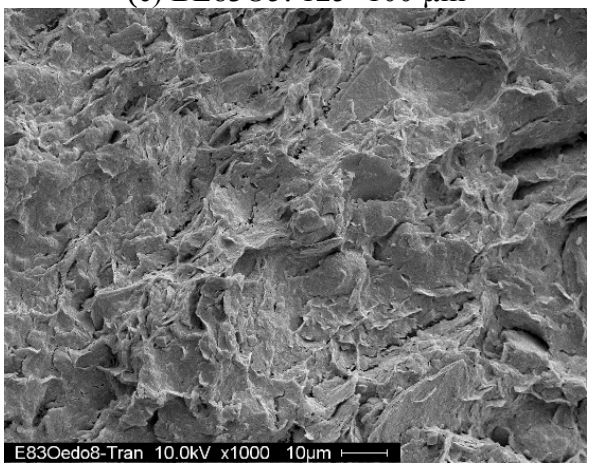
(a) BE83 intacte: 125×100 µm



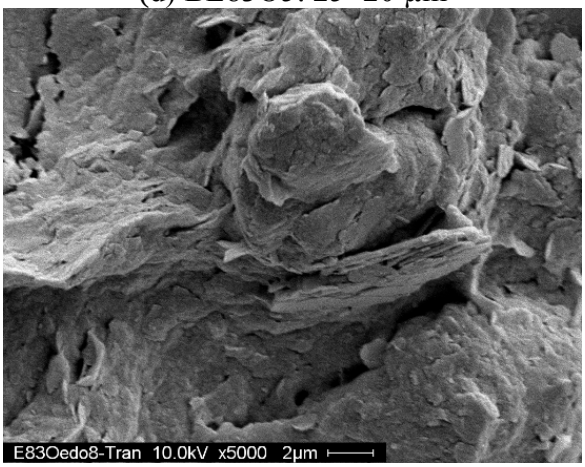
(b) BE83 intacte: 25×20 µm



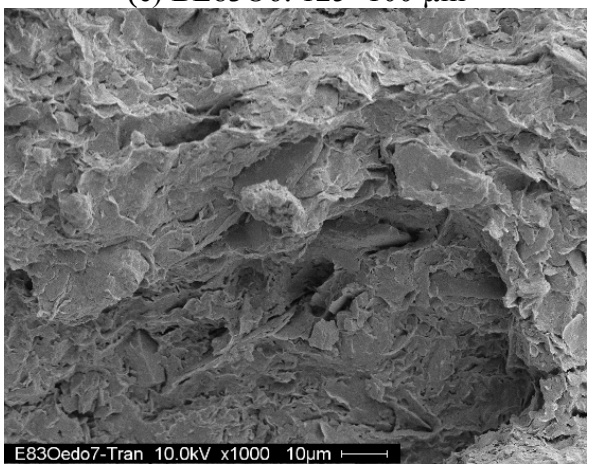
(c) BE83O5: 125×100 µm



(d) BE83O5: 25×20 µm



(e) BE83O6: 125×100 µm



(f) BE83O6: 25×20 µm

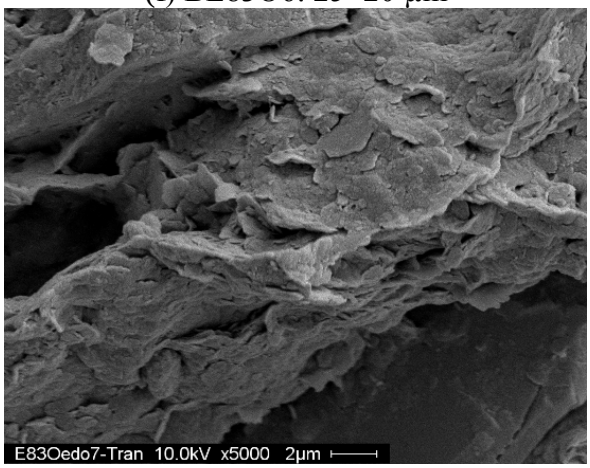
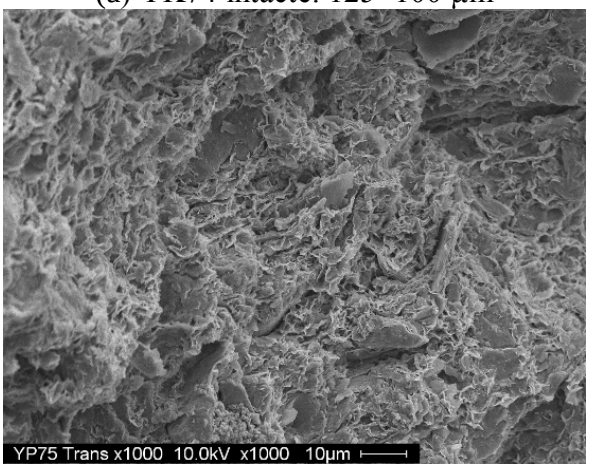
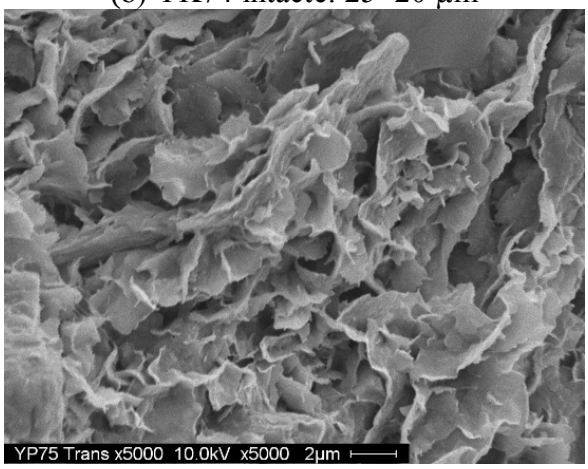


Figure 6-19 : Images de MEB de l'Argile de Boom suivant la direcion parallèle au litage

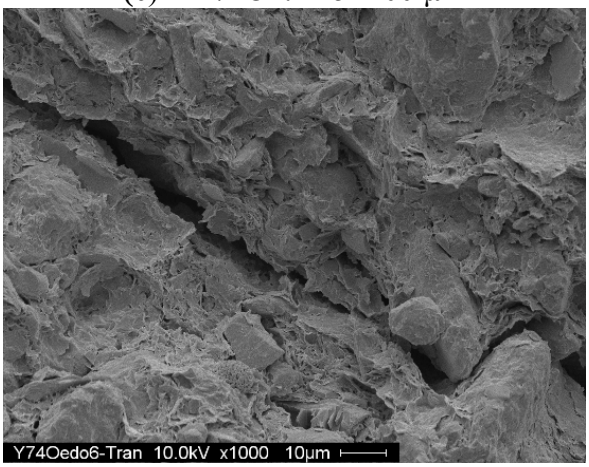
(a) YK74 intacte: 125×100 µm



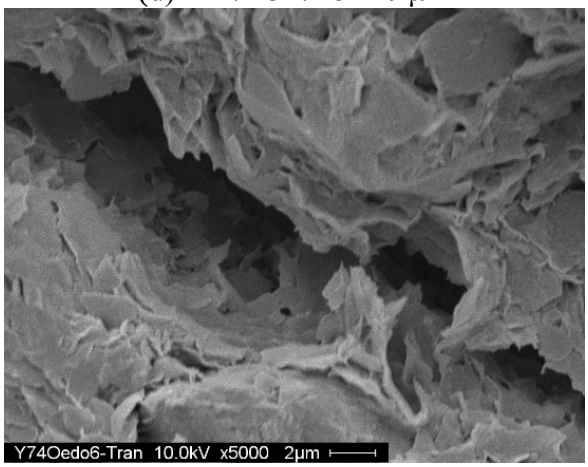
(b) YK74 intacte: 25×20 µm



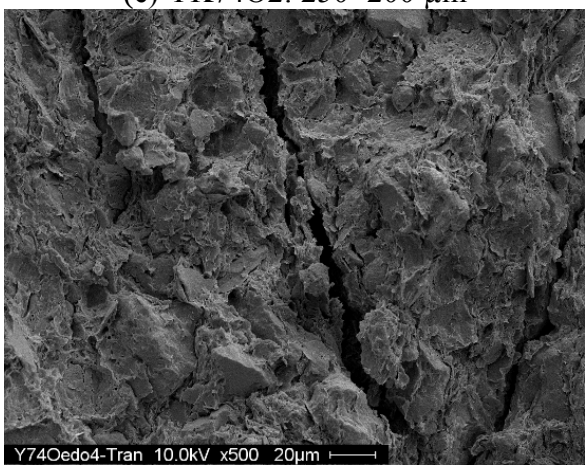
(c) YK74O1: 125×100 µm



(d) YK74O1: 25×20 µm



(e) YK74O2: 250×200 µm



(f) YK74O2: 62.5×50 µm

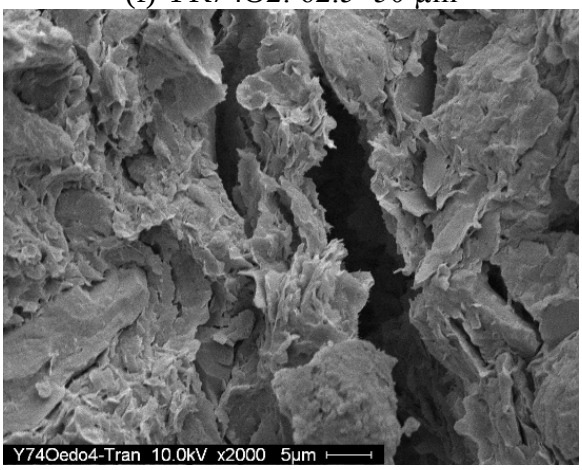


Figure 6-20 : Images de MEB des Argiles Yprésiennes suivant la direcion parallèle au litage

Les Argiles Yprésiennes (YK74) intactes présentent une distribution de pores poly-modale avec des diamètres apparents *D* compris entre 0,06 et 0,3 µm (Figure 6-18b). Il faut noter que les Argiles Yprésiennes (e_0 = 0,84) sont macroscopiquement plus poreuse que l'Argile de Boom à Essen (e_0 = 0,72). Suite au "remplacement" de l'eau de pore par les solutions NaCl de 15 g/L (YK74O1) et de 30 g/L (YK74O2) et les chemins de déchargement – rechargement – déchargement entre 0,05 et 3,2 MPa, les sols deviennent un peu plus denses : leur indice des vides diminue de e_0 = 0,84 (état intact) à $e_f \approx 0{,}82$. Au niveau microscopique, on observe des diminutions des densités des macro-pores D ≥ 0,3 µm et des micro-pores D ≤ 0,02 µm avec une augmentaion de la densité des pores intermédiaires D ≈ 0,1 µm. On observe de plus que la densité des pores dont D ≥ 0 ,1 µm de YK74O2 est légèrement plus élevée que celle de YK74O1.

La Figure 6-19 et la Figure 6-20 montrent respectivement les images MEB des Argiles de Boom et Yprésiennes dans la direction parallèle au litage. Les figures à gauche sont en dimensions 125×10 µm. Elles sont agrandies en dimensions 25×20 µm à droite. La Figure 6-19a et la Figure 6-20a présetent des alignements préférentiels bien developpés des particules argileuses parallèle au litage, ce qui est typique des sédiments profonds. Sur la Figure 6-19b et la Figure 6-20b à droite, la taille minimale identifiable des argiles ne mesure que 1 µm. On constate toutefois qu'à ce niveau, les particules argilieuses des Argiles Yprésiennes sont plus dispersées que celles de l'Argile de Boom.

Après les essais avec des solutions NaCl de 15 g/L (BE83O5 et YK74O1) et de 30 g/L (BE83O6 et YK74O2), les particules d'argiles sont devenues moins dispersées et empilées pour former des agrégats. Des empilements des particules jusqu'à 2 ÷ 10 µm d'épaisseur peuvent être observés pour l'Argile de Boom (Figure 6-19d et Figure 6-19f) et les Argiles Yprésiennes (Figure 6-20d et Figure 6-20f). Ces agrégations entraînent des micro-fissures et/ou des macro-pores de diamètre apparent *D* = 1 ÷ 2 µm pour l'Argile de Boom (BE83O5-6) et 2 ÷ 5 µm pour lesArgiles Yprésiennes (YK74O1-2).

6.3. Discussions

Les résultats obtenus montrent des effets non-négligeables de la composition chimique de l'eau de pore sur la variation volumique, la compressiblité, le gonflement, la consolidation et le fluage des Argiles de Boom et Yprésiennes. Ces effets sont liés aux changements de la microstructure. Les comparaison entres les deux argiles, de Boom et

Yprésiennes, indiquent la dépendance de ces effets vis-à-vis de la nature des sols, du niveau de contrainte et aussi de la concentrations saline.

Les gonflements $\Delta\varepsilon_{vCh}$ des Argiles de Boom (BE83O4) et Yprésiennes (YK74O1) à la fin de la phase d'injection de l'eau synthétique SBCW et de la solution NaCl de 15 g/L (Tableau 6-4) pourraient être reliés aux problèmes techniques. En revanche, le gonflement avec l'injection de l'eau distillée (BE83O3), les compressions avec l'injection des solutions NaCl de 15 g/L (BE83O5) et de 30 g/L (BE83O6 et YK74O2) sont des résultats pertinents et confirment des observations classiques des effets de la composition chimique de l'eau de pore sur le comportement volumique des argiles actives (Castellanos et al., 2008 ; Di Maio, 1996 ; Wakim, 2005). Ces variations volumiques pendant la phase d'injection peuvent être considérées comme le gonflement et la consolidation osmotiques et expliquées par la théorie de la double couche diffuse (*c.f.* paragraphe 1.1.3) : quand la concentration de sel augmente, l'épaisseur de la double couche diffuse diminue (formule 1.1), donnant lieu à la contraction des particules et des agrégats et par conséquent la compression macroscopique du sol. En revanche, quand la concentration de sel diminue, c'est l'inverse qui se produit.

Les effets chimiques sur la compressibilité et le gonflement peuvent être interprétés à l'aide de la minéralogie et de la densité, à traver le module œdométrique $E_{œd}$, les pentes de compression c'_c et de gonflement c'_s et les coefficients de consolidation C_v et de compression secondaire $C_{œ}$: plus la concentration de sel de l'eau de pore est élevée, plus les valeurs de $E_{œd}$ et de C_v sont grandes, plus les valeurs de c'_c, c'_s et $C_{œ}$ sont petites. Autrement dit, l'éprouvette avec l'eau de pore de salinité plus forte est plus raide, atteint la consolidation primaire plus vite et présente des déformations secondaires plus faibles.

Sur les paramètres de compressibilité et de gonflement $E_{œd}$, c'_c, c'_s, on observe que l'augmentation des effets chimiques avec l'augmentation de la concentration saline de l'eau de pore s'atténue à des salinités élevées. La comparaison entres les deux sols montre que l'effet chimique sur celui contenant plus de smectite (Argiles Yprésiennes) se stabilise à une concentration saline plus faible. Cette observation est conforme aux conclusions faites par Di Maio et al. (2004) pour quelques argiles reconstituées à différentes fractions de smectites.

On constate que l'effet chimique sur le coefficient de consolidation C_v (Figure 6-12) et sur le module œdométrique $E_{œd}$ (Figure 6-11) est plus prononcés sur un sol contenant plus d'argiles gonflantes (smectites et des interstratifiés smectite/illite). Cela met en évidence le rôle déterminant de ces matières dans les réactions avec la géo-chimie. Cette conclusion est

bien en accord avec les études précédentes sur les argiles naturelles (Deng et al., 2011 ; Wakim, 2005) ainsi que sur les argiles gonflantes reconstituées (Di Maio, 1996 ; Di Maio et Fenelli, 1994 ; Di Maio et al., 2004 ; Rao et Thyagaraj, 2007 ; Yukselen-Aksoy et al., 2008).

Le comportement hydro-mécanique des argiles en général (à l'état naturel et reconstitué, en condition œdométrique ou isotrope) a été révélé d'être gouverné par la compétition entre les effets physico-chimique et mécanique (voir chapitre 4). Plus la contrainte verticale σ_v s'éloigne de la contrainte seuil σ_s dans la zone régnée par un effet, plus l'autre effet est faible. Inversement, plus σ_v s'approche de σ_s, plus les deux effets se compensent, formant une zone de transition. Revenons aux effets chimiques de l'eau de pore, ils sont normalement plus prononcés dans les domaines de contrainte où l'effet physico-chimique est dominant. On constate ainsi, en examinant les effets chimiques sur la compressibilité, le gonflement et la consolidation, que lors des déchargements, les variations de chacun de ces paramètres avec différentes solutions en fonction de σ_v sont similaires jusqu'à la contrainte de seuil σ_s d'environ 1,5 MPa : les courbes avec différentes solutions sont parallèles. Passant en dessous de ce seuil σ_s, les paramètres varient avec σ_v suivant différentes pentes, augmentant la différence entre eux. Pendant le rechargement, les écarts des paramètres avec différente solutions à une contrainte verticale σ_v donnée sont plus importants quand σ_v reste encore en-deçà de σ_s avoisinant 0,8 MPa. Au-delà de ce seuil, l'effet mécanique règne, ces écarts diminuent et les courbes re-deviennent parallèles. Les effets de la composition chimique de l'eau de pore manifestent donc principalement dans les domaines de contraintes où l'effet physico-chimique gouverne le comportement hydro-mécanique.

Les corrélations linéaires et bi-linéaires du coefficient de compression secondaire $C_{\alpha e}$ avec, respectivement, des pentes de compression c'_c et de gonflement c'_s confirment les résultats obtenus au chapitre 4. La bi-linéarité de $C_{\alpha e} - c'_s$ confirme la compétition entre les effets physico-chimique et mécanique identifiée au chapitre 4. Il est à souligner que sur le chemin de rechargement, il est difficile de déterminer $C_{\alpha e}$ pour les premiers paliers avec une contrainte verticale $\sigma_v < \sigma_s$ ($\approx$ 0,8 MPa), *i.e.* dans la zone où $C_{\alpha e}$ est gouverné par l'effet physico-chimique. Cela explique, comme mentionné au chapitre 4, la linéarité observée entre $C_{\alpha e}$ et c'_c, au lieu d'une bi-linéarité comme pour $C_{\alpha e}$ et c'_s.

Pendant la période de "remplacement" de l'eau de pore par des solutions, on observe deux phénomènes : (i) plus la concentration saline de l'eau de pore est élevée, plus le volume

des pores diminue ; et (ii) plus la concentration saline est élevée, plus la perméabilité est élevée. Or, la perméabilité est généralement en fonction croissante de l'indice des vides (*c.f.* paragraphe 4.3.1.7). Cela suggère d'autres facteurs impliqués dans ce processus.

Cui et al. (2003) ont étudié le limon de Jossigny (Est de Paris, France) compacté, et Fernandez et Quigley (1985) ont étudié l'argile naturelle d'Ontario (Canada) avec de l'eau et différents fluides non-polaires. Ils ont identifié l'importance de la constante diélectrique *D* du fluide infiltrant : une agrégation importante ont été identifiée avec des fluides de faibles constantes diélectriques *D*, conduisant à une augmentation considérable de la perméabilité (Figure 1-71). Cette observation est en accord avec les résultats obtenus puisque suivant Haggis et al. (1952), Harris et O'Konski (1957), Hasted et Roderick (1958) et Wang et Anderko (2001), la constante diélectrique *D* diminue dans l'ordre de l'eau distillée, l'eau synthétique SBCW, les solutions NaCl de 15 et 30 g/L de concentrations. Cet ordre est également l'ordre croissant de la perméabilité mesurée (Figure 6-15 et Figure 6-16).

D'autre part, des études précédentes sur la bentonite FEBEX (Castellanos et al., 2008), la bentonite MX-80 (Karnland et al., 1992 ; Villar, 2005), des mélanges de Na-Montmorillonite-sable (Studds et al., 1998), des mélanges compactés de Montmorillonite et Illite (Rolfe et Aylmore, 1977), l'argile naturelle Friedlan Ton contenant 45 % de smectite (Push, 2001), des sols de différente minéralogie (McNeal et Coleman, 1966), *etc.* ont mis en évidence une nette augmentation de la conductivité hydraulique quand la concentration saline du fluide infiltrant augmente. (Rolfe et Aylmore, 1977) ont attribué les changements de la perméabilité observés sur des mélanges de Montmorillonite et Illite avec différents fluides infiltrants à l'évolutions de la distribution des ions, associée à la variation des cations échangeables et à la concentration des électrolytes. Plusieurs mécanismes, suivant (Castellanos et al., 2008), pourraient y être impliqués, tels que (i) la modification de la distribution des tailles des pores en raison du gonflement de la matrice argileuse ; et (ii) la variation de la mobilité des molécules d'eau associées aux cations échangeables adsorbées sur les surfaces argileuses ou constituant la double couche diffuse. En conséquence, quand la concentration saline augmente, la capacité de gonflement des particules argileuses diminue, entraînant l'élargissement du chemin d'écoulement principal au détriment des petits flux, donnant lieu à l'accroissement de la perméabilité. En revanche, l'expansion de la double couche diffuse suite à la diminution de la concentration saline rétrécit le chemin d'écoulement principal, conduisant à une décroissance de perméabilité.

Ces deux dernières interprétations mènent à une même conclusion en termes de modifications au niveau microstructural : avec l'augmentation de la concentration saline, la taille des grands pores augmente malgré la diminution volumique globale, élargissant les chemins d'écoulement préférentiels et par conséquent donnant lieu à une augmentation de perméabilité. Comme les ordres croissants de la perméabilité en fonction de la concentration saline sont préservés tout au long des essais, y compris ceux avec les chemins de déchargement – rechargement – déchargement (Figure 6-15 et Figure 6-16), ces modifications de la microstructure dues aux "remplacement" de l'eau de pore sont préservées sous les solliciations mécaniques à faibles contraintes. Cela signifie que les images de MEB sur des échanillons après l'essai reflètent bien les modifications microstructurales dues à la percolation. Ces images (Figure 6-19 et Figure 6-20) confirment le phénomène d'agrégation quand l'eau de pore est "remplacée" par des solutions de concentration plus forte.

6.4. Conclusions

Les effets de la composition chimique de l'eau de pore sont étudiés pour les Argiles de Boom (BE83) et Yprésiennes (YK74). Differentes propriétés telles que la variation volumique, la compressibilité, le gonflement, la consolidation primaire, la compression secondaire et la perméabilité sont abordées. Les résultats obtenus permettent de tirer des conclusions suivantes:

1) La percolation d'une solution saline de concentration plus forte par rapport à l'eau de pore *in situ* entraîne une compression (consolidation osmotique), tandis que celle de l'eau distillée provoque un gonflement (gonflement osmotique), ce qui est en bon accord avec la théorie de la double couche diffuse;

2) Plus la concentration saline de l'eau de pore est forte, plus le module œdométrique $E_{œd}$ est élevé, plus les pentes de compression c'_c et de compression c'_s et le coefficient de compression secondaire $C_{αe}$ sont petites, ce qui est aussi conforme à la théorie de la double couche diffuse;

3) Plus la concentration saline de l'eau de pores est forte, plus la perméabilité intrinsèque K et le coefficient de consolidation C_v sont élevés. Ceci est à relier au changement de la microstructure par l'agrégation qui forme des chemins d'écoulement préférentiels avec

des grandes pores élargis, comme montré par les courbes porosimétriques et par les photos MEB;

4) L'effet de la composition chimique de l'eau de pore sur le module œdométrique $E_{œd}$, la pente de gonflement c'_s et le coefficient de compression secondaire $C_{αe}$ est atténué quand la contrainte verticale σ_v augmente, et réciproquement. Ceci met en évidence la compétition entre les effets physico-chimique et mécanique. L'effet de la composition chimique de l'eau de pore ne se relève que dans les domaines où règne l'effet physico-chimique;

5) Entre les fortes concentrations, les effets de la composition chimique de l'eau de pore sont moins évidents sur $E_{œd}$, c'_c, c'_s et $C_{αe}$, mais plus prononcés sur K;

6) Sur c'_c, c'_s et $E_{œd}$, l'augmentation de l'effet chimique avec l'augmentation de la concentration saline s'atténue;

7) Les Argiles Yprésiennes qui contiennent des teneurs en smectite plus élevées que l'Argile de Boom montre des effets plus clairs de la composition chimique de l'eau de pore sur le module œdométrique $E_{œd}$ et sur le coefficient de consolidation C_v. Cela indique les argiles gonflantes sont plus sensibles à la variation de la salinité de l'eau interstitielle;

8) La bi-linéarité entre $C_{αe}$ and c'_s identifiée sur les chemins de déchargement pour toutes les deux Argiles de Boom et Yprésiennes confirme à nouveau que le comportement hydro-mécanique des argiles est gouverné par la compétition entre les effets physico-chimique et mécanique. La linéarité observée entre $C_{αe}$ and c'_c pourrait être liée au manque de données dans la zones de faibles contraintes verticales $\sigma_v < \sigma_s$ où il faut attendre très longtemps pour identifier la pente de compression secondaire.

Conclusion générale

Le travail présenté dans ce mémoire correspond à deux projets de recherche sur deux formations potentielles, l'Argile de Boom et les Argiles Yprésiennes, pour le dépôt final en profondeur des déchets radioactifs de moyenne/haute activités et de longue durée de vie en Belgique. Le premier projet de recherche porte sur le comportement hydro-mécanique de l'Argile de Boom sur le site d'Essen, ayant pour l'objectif la mise en évidence de sa variabilité horizontale, sachant que la plupart des recherches sur l'Argile de Boom s'est concentrée sur le site de Mol et sur les affleurements. Le deuxième projet de recherche vise à comprendre le comportement hydro-mécanique des Argiles Yprésiennes du site de Kallo dans le cadre de l'étude de faisabilité menée par l'ONDRAF/NIRAS et l'EURIDICE. Tenant compte de la variabilité de la géochimie et de la teneur importante en argiles gonflantes dans ces couches argileuses, une étude sur l'effet de la composition chimique de l'eau de pore sur le comportement hydro-mécanique a été réalisée. Les résultats obtenus fournissent des éléments de réponse à la question de transférabilité des connaissances entre ces formations concernées.

On a commencée par un état de l'art sur le comportement chimico-hydro-mécanique des argiles. Des événements géologiques peuvent avoir un impact important sur la formation et sur l'évolution de la structure des argiles naturelles. En dehors de la zone élastique où la structure du sol est supposée intacte, la variation de la structure dépend du mode de plastification : en compression, en gonflement ou en cisaillement. Des propriétés hydro-mécaniques des Argiles de Boom et Yprésiennes rapportées dans la littérature ont été résumées qui montrent que (i) la technique expérimentale, surtout la procédure de re-saturation de l'éprouvette, a une influence importante sur les résultats ; (ii) les Argiles Yprésiennes sont nettement plus gonflantes que l'Argile de Boom, conséquence d'une teneur en smectites plus importante. Différentes méthodes de mesure de perméabilité et différentes corrélations entre la perméabilité avec la densité ont été présentées. En général, la variation de la perméabilité avec l'indice des vides peut être représentée par une fonction de puissance. A l'état reconstitué, l'effet de la concentration de sels de l'eau de pore sur le comportement volumique des argiles gonflantes est gouverné principalement par la double couche diffuse. En revanche, les argiles non-gonflantes reconstituées sont relativement inertes à la variation de la salinité de l'eau interstitielle, mais sensibles à la variation du *pH* et de la constante

diélectrique. Les argiles raides répondent aux changements de composition chimique de l'eau interstitielle de même manière que les argiles reconstituées, mais à une plus faible magnitude. L'augmentation de la perméabilité des argiles gonflante avec la concentration des ions dans l'eau de pore est liée à l'agrégation des particules.

Des techniques expérimentales pour étudier le comportement chimico-hydro-mécanique des Argiles de Boom et Yprésiennes ont été développées. Les essais d'étalonnage et de calibrage pour les bâtis œdométriques à haute pression ont été réalisés. Les mesures des déformations locales ont été assurées par LVDT dans des essais isotrope et triaxial. La mesure de force axiale a été aussi améliorée, permettant la correction de la déformation axiale mesurée au début du cisaillement où intervient la phase de mise en contact entre le piston et l'embase supérieure.

Les deux formations étudiées, l'Argile de Boom et les Argiles Yprésiennes, sont des sédiments marins tertiaires déposées il y a environ 30 et 50 Ma, respectivement, dans la région de Campine avec peu d'activités tectoniques importantes. La diagenèse dans ces argiles est aussi négligeable. Les deux formations n'ont subi que quelques érosions légères si bien qu'elles soient surconsolidées seulement autour des zones d'affleurement.

En se basant sur la granulométrie, la minéralogie, la microstructure et propriétés physiques, les Argiles Yprésiennes peuvent être grossièrement subdivisées en deux groupes : (i) le membre Aalbeke, la partie inférieure du membre Roubaix et la partie supérieure du membre Orchies ; et (ii) la partie supérieure du membre Roubaix. Le premier groupe est dominé par la phase d'argile dont la structure est du type "matrice" avec une distribution de pores poly-modale ; la capacité de gonflement est très forte, malgré sa faible densité. Le deuxième groupe contient plus de grains grossiers, présentant une structure du type "agrégat" ; la capacité de gonflement est par conséquent plus faible. La part d'argiles gonflantes dans l'Argile de Boom à Mol et à Essen (partie inférieure du membre Putte et partie supérieure du membre Terhagen) est plus faible que dans les Argiles Yprésiennes. Malgré la cyclicité de la variation des propriétés physiques, l'Argile de Boom est plus dense, plus homogène et présente une structure du type "matrice" avec une distribution de pores mono-modale, dominée par les micro-pores au niveau inter-particulaire. La partie inférieure du membre Terhagen de l'Argile de Boom à Essen montre clairement une granulométrie plus grossière que celle des autres profondeurs étudiées avec une structure du type "agrégat". La teneur en carbonates dans ces deux formations sont faibles, limité à 50 g/kg, sauf pour YK43 qui monte à 100 g/kg.

Les courbes de compression œdométrique e – $\log\sigma_v$ des Argiles de Boom et Yprésiennes, intactes et reconstituées, présentent des boucles d'hystérésis de déchargement – rechargement. Ces boucles ont été expliquées par la compétition entre l'effet physico-chimique et l'effet mécanique. De plus, on a observé (i) une évolution du module œdométrique $E_{œd}$ avec la contrainte verticale σ_v, (ii) une évolution des pentes de compression c'_c et de gonflement c'_s avec le rapport σ_v/σ_s, (iii) une bi-linéarité du coefficient de gonflement secondaire $C_{œe}$ avec la pente de gonflement c'_s, et (iv) une évolution de la microstructure au cours du chemin de chargement. Ces phénomènes confirment la compétition entre les effets physico-chimique et mécanique ainsi que son évolution au cours du chargement/déchargement. La contrainte seuil σ_s séparant les deux domaines dont chacun est dominé par un effet correspond donc à la contrainte de gonflement. L'identification de la contrainte de gonflement σ_s permet de déterminer d'une façon appropriée la limite élastique σ_y des argiles intactes. Ces valeurs pour les agiles de Boom et yprésiennes sont légèrement supérieures à leurs contraintes *in situ* effectives σ'_{v0}, définissant un *YSR* = 1,1 – 2,5. Ces valeurs sont en général compatibles avec l'histoire géologique (la déposition et l'érosion) de ces sédiments, sauf pour les valeurs de l'Argile de Boom à Mol qui sont un peu élevées. Cette différence entre l'Argile de Boom à Mol et à Essen pourrait être due à la différence en technique de prélèvement d'échantillons : en blocs pour l'Argile de Boom à Mol mais en carotte pour le sol à Essen. Ainsi, il faudra considérer ces différences identifiées avec prudence.

La conductivité hydraulique et la perméabilité intrinsèque déterminées par l'analyse inverse des courbes de consolidation sont semi-logarithmiquement linéaires avec l'indice des vides pour les Argiles de Boom et Yprésiennes. La comparaison entre les perméabilités des différentes profondeurs met en évidence l'effet déterminant des macro-pores sur la perméabilité du sol. Les profils de perméabilité de l'Argile de Boom à Mol et à Essen et des Argiles Yprésiennes à Doel montrent que les résultats obtenus s'accordent de façon satisfaisante avec ceux dans la littérature.

Une simple loi de comportement volumique inspirée de la compétition entre les effets physico-chimique et mécanique a été proposée et appliquée à l'Argile de Boom à Essen. La comparaison entre les résultats expérimentaux et de la simulation montre que ce modèle est capable de reproduire les principaux aspects liés à la variation volumique des argiles raides naturelles sous des cycles de déchargement – rechargement.

Pour les Argiles de Boom et Yprésiennes, trois phases de comportement déviatorique ont été identifiées sur les courbes de contrainte déviatorique – déformation axiale : une phase élastique assez courte ; une augmentation non-linéaire de la contrainte déviatorique ; et un plateau horizontal ou une diminution de la contrainte déviatorique. Les sols présentent des contractances sous des contraintes de confinement correspondant à la contrainte *in situ* effective. Des dilatances sont observées dans quelques essais à des contraintes de confinement effectives plus faibles.

Les paramètres de l'élasticité isotrope E, ν diminuent avec la contrainte de confinement effective pour les Argiles de Boom et Yprésiennes. Cette diminution est d'autant plus importante que la fraction d'argiles est grande et que l'éprouvette est fissurée. L'évolution du module d'Young E avec la profondeur est conforme à celles de la minéralogie, de la granulométrie et de la compressibilité.

La comparaison entre les mesures de déformations globale et locale a montré l'effet cumulé des contacts et des éléments autour de l'éprouvette sur la mesure globale : cet effet peut engendrer une sous-estimation de 50 % des mesures globales pour le module d'Young. Les mesures de déformation locale ont permis de déterminer les quatre paramètres de l'élasticité anisotrope orthotrope E_v, E_h, ν_{hv}, ν_{hh}. La valeur plus grande de E_h par rapport à celle de E_v pour YK43 indique bien l'anisotropie des Argiles Yprésiennes à cette profondeur.

La symétrie des surfaces de charge de BM et (YK43, 64) par rapport au chemin K_0 = 0,84 a montré la cohérence entre les résultats des essais œdométriques, isotropes et triaxiaux. L'inclinaison de la surface de charge de l'Argile de Boom à Essen montre que la valeur de son coefficient K_0 pourrait être supérieure à celles de l'Argile de Boom à Mol et des Argiles Yprésiennes. De plus, l'Argile de Boom à Mol présente la surface de charge la plus large, suivie de celles des Argiles Yprésiennes (YK43, 64) et de l'Argile de Boom à Essen. Cette différence entre les sols à Mol et à Essen pourrait être attribuée à la différence au niveau des techniques de prélèvement d'échantillon.

A la différence de ce qu'on trouve dans la littérature, l'enveloppe de rupture de l'Argile de Boom à Mol est caractérisée par une courbe bi-linéaire correspondant à deux (au lieu d'un) couples de valeurs des paramètres de résistance au cisaillement, l'angle de frottement interne et la cohésion effective. L'enveloppe de rupture de l'Argile de Boom à Essen se trouve nettement en dessous de celle à Mol. La différence en technique de prélèvement d'échantillons est supposée d'être la raison. Les résistances au cisaillement de

(YK43, 64) et de BE112 sont similaires à celle de l'Argile de Boom à Mol, bien qu'elles soient prélevées par carottage. Cela est lié à leurs granulométries plus grossières et leurs fractions d'argiles plus faibles. Les grandes valeurs du coefficient d'état critique *M* pour YK43 et BE112 confirment l'effet de leur granulométrie.

Un modèle élasto-plastique conceptuel à deux mécanismes de plastification a été proposé, permettant de tenir compte des effets du gonflement et de la compétition entre l'effet mécanique et l'effet physico-chimique.

Les effets de la composition chimique de l'eau de pore ont été étudiés pour les argiles de Boom (BE83) et yprésiennes (YK74). Différentes propriétés telles que la variation volumique, la compressibilité, le gonflement, la consolidation primaire, la compression secondaire et la perméabilité sont abordées pendant différentes phases de l'essai : percolation, chargement et déchargement. Les effets de la composition de l'eau de pore pour les argiles naturelles, l'Argile de Boom et les Argiles Yprésiennes, suivent la même tendance que ceux pour les argiles gonflantes reconstituées, bien que la magnitude soit différente.

La percolation d'une solution saline de concentration plus forte par rapport à l'eau de pore *in situ* entraîne une consolidation osmotique. Dans le cas inverse, un gonflement osmotique se produit. Pendant les chargements et déchargements dans la gamme de contrainte verticale entre 0,05 MPa et la contrainte *in situ* effective, on observe que plus la concentration saline est forte, plus le module œdométrique $E_{œd}$ est élevé, plus les pentes de compression c'_c et de compression c'_s et le coefficient de compression secondaire $C_{αe}$ sont petits, ce qui est aussi conforme à la théorie de la double couche diffuse. De plus, on voit que plus la concentration saline est forte, plus la perméabilité intrinsèque *K* et le coefficient de consolidation C_v sont élevés, ce qui est à relier au changement de la microstructure par l'agrégation qui forme des chemins d'écoulement préférentiels avec des grands pores élargis, comme montré par les courbes porosimétriques et par les photos MEB.

On a observé aussi que les effets de la composition chimique de l'eau de pore est atténué quand la contrainte verticale σ_v augmente, et réciproquement. Ceci met en évidence à nouveau la compétition entre les effets physico-chimique et mécanique. L'effet de la composition chimique ne se relève que dans les domaines où règne l'effet physico-chimique. De plus, avec une teneur en smectite plus élevée, les Argiles Yprésiennes présentent des effets plus clairs de la composition chimique de l'eau de pore.

Annexe I

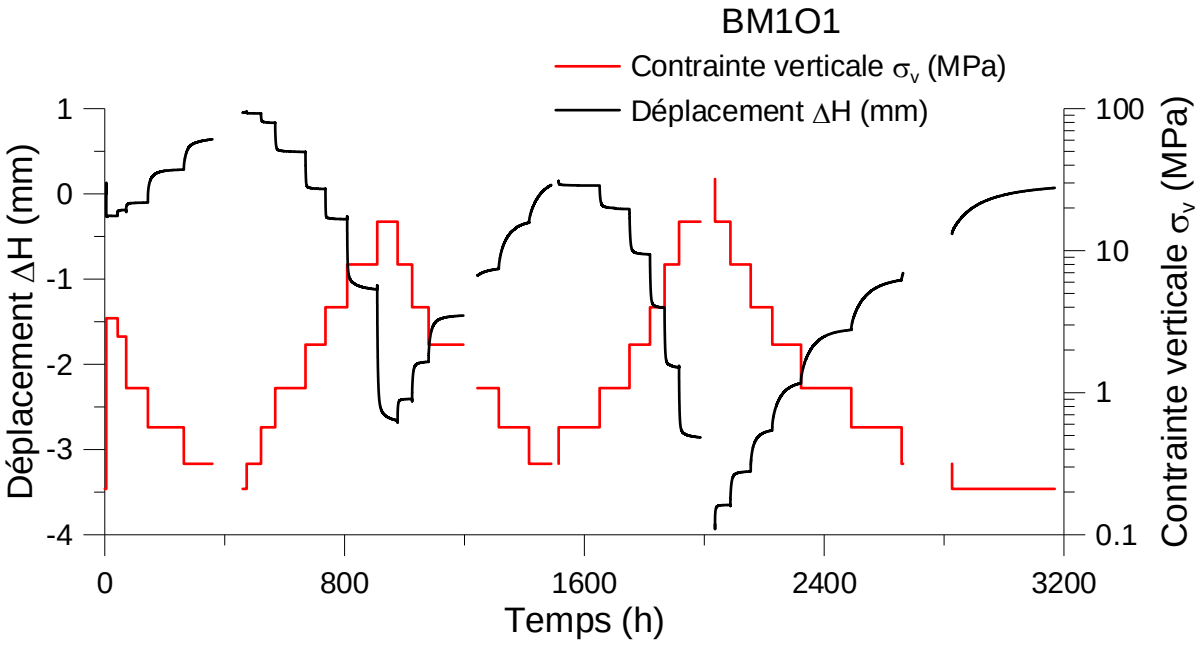


Figure I-1 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai BM1O1

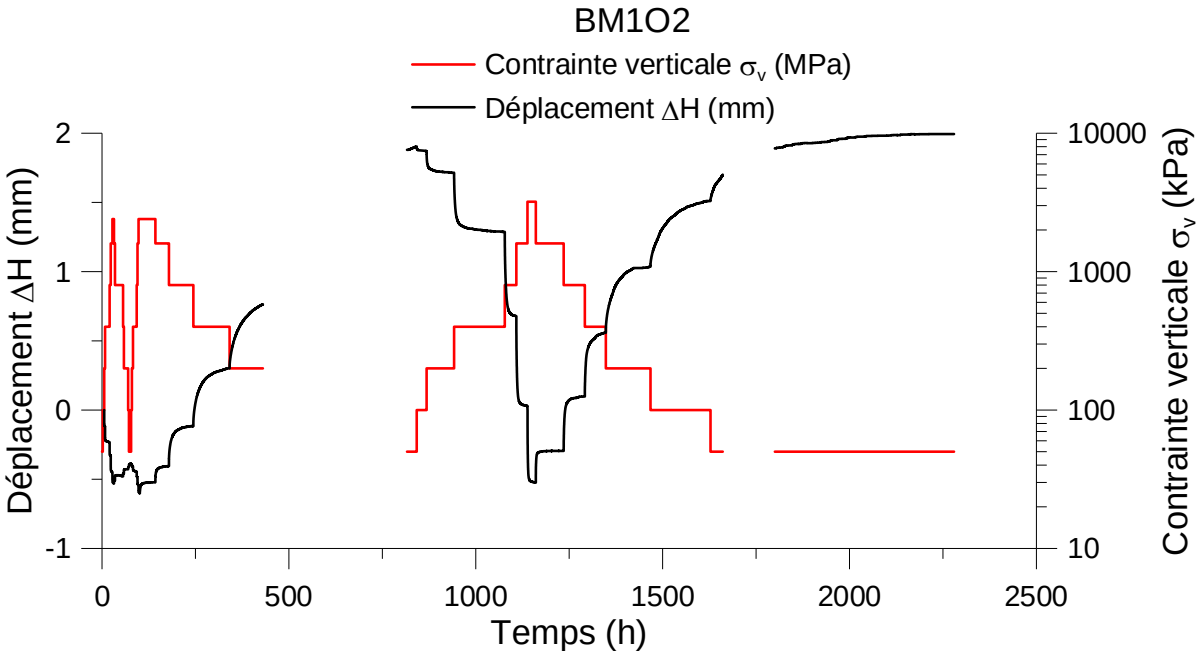


Figure I-2 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai BM1O2

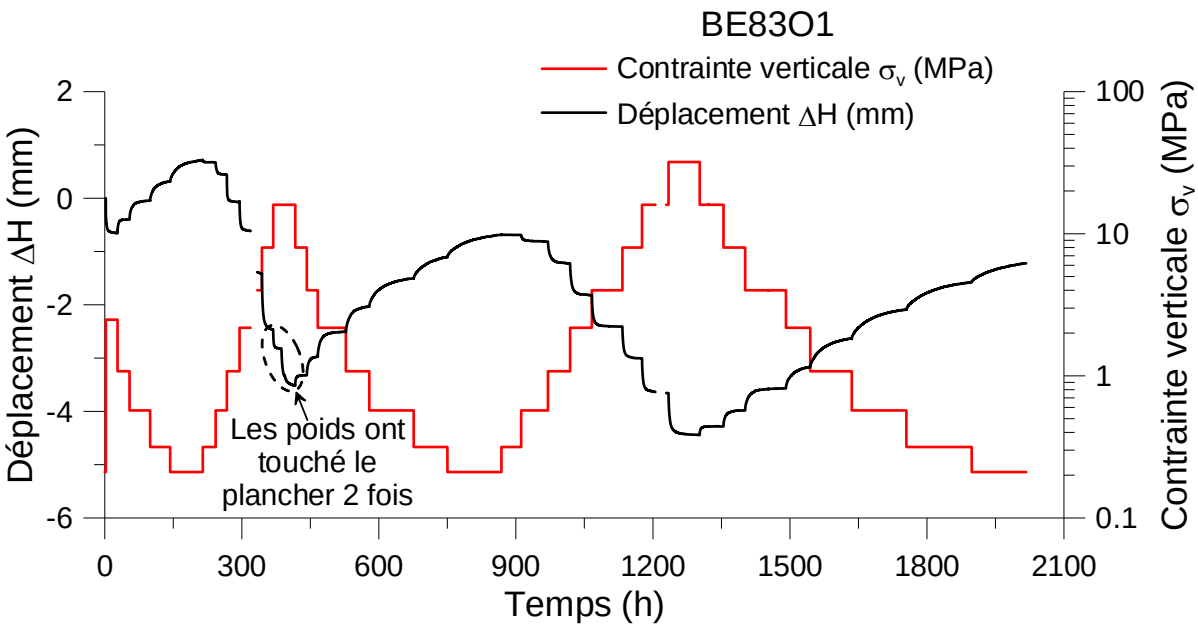


Figure I-3 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai BE83O1

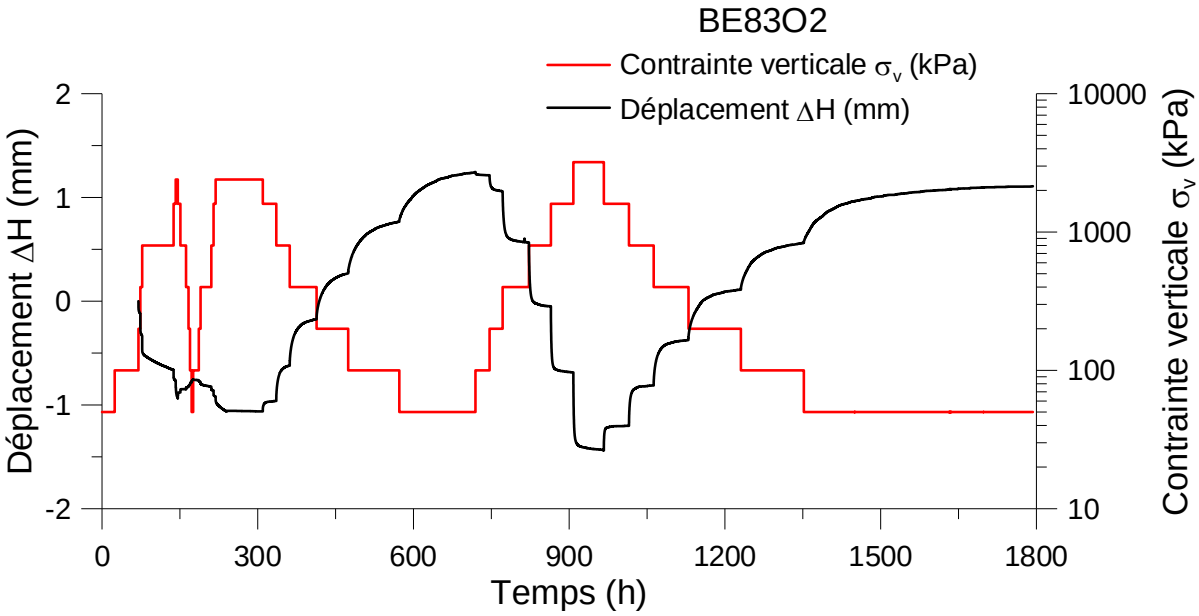


Figure I-4 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai BE83O2

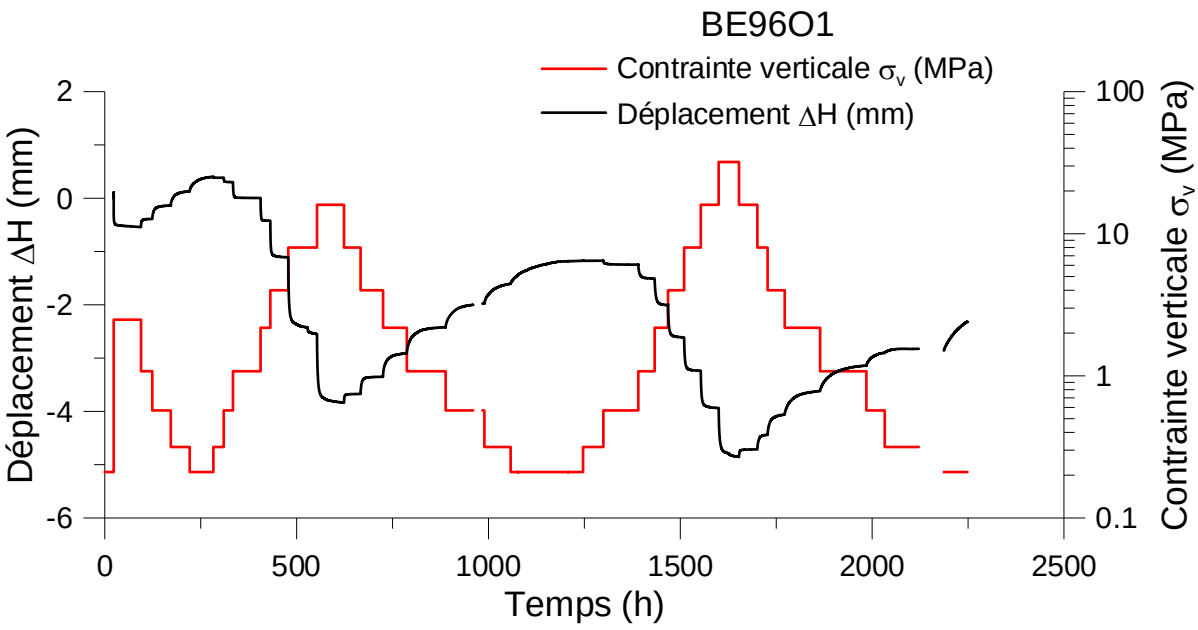


Figure I-5 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai BE96O1

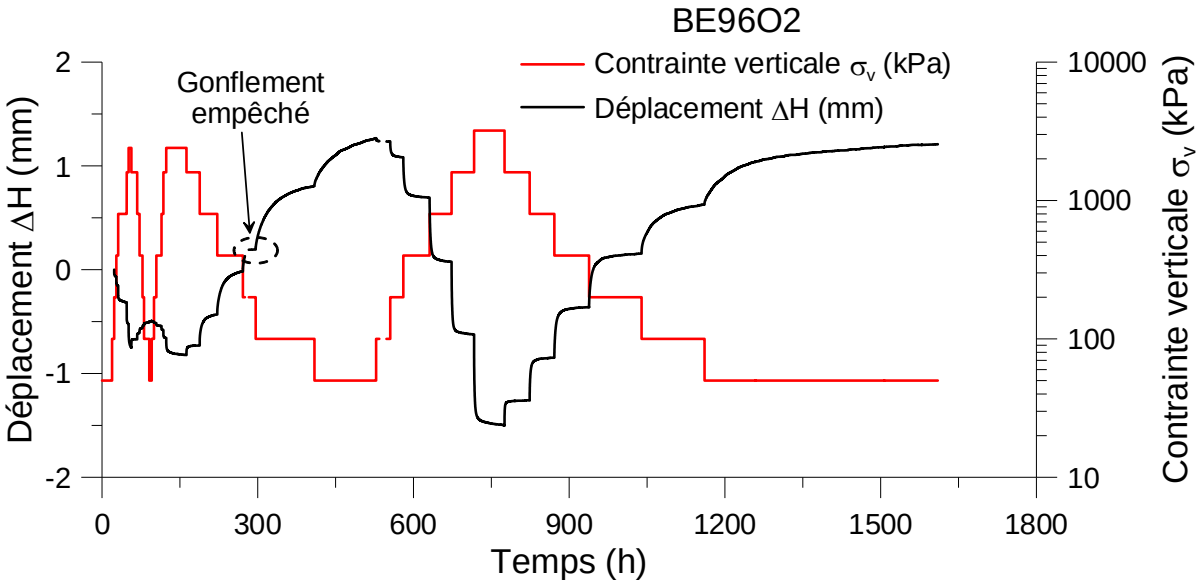


Figure I-6 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai BE96O2

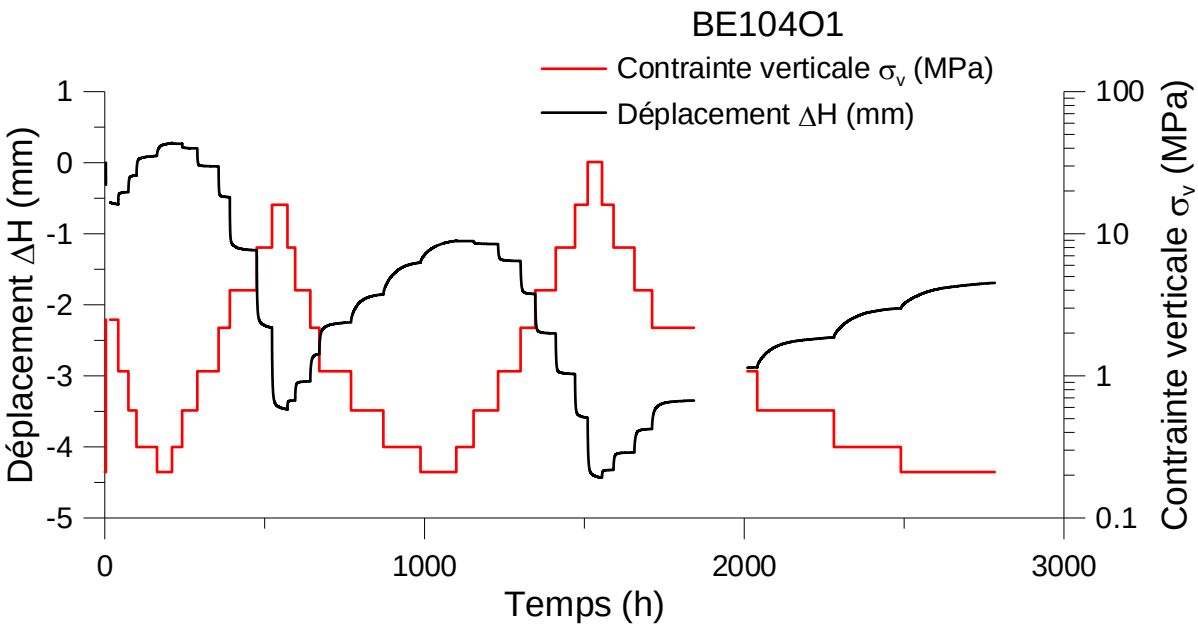


Figure I-7 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai BE104O1

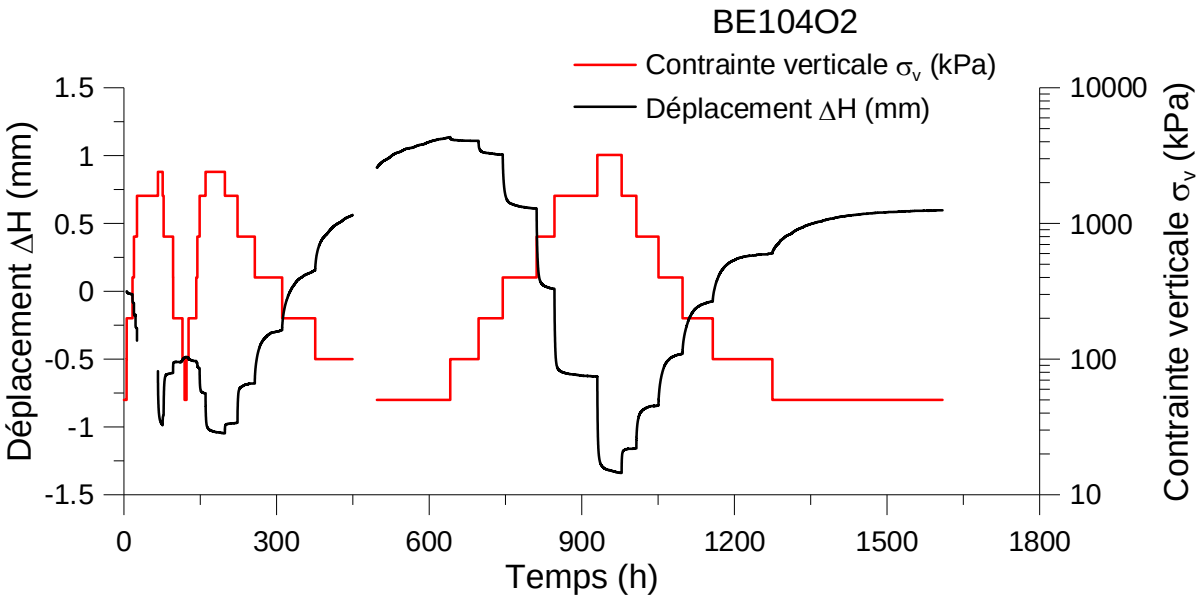


Figure I-8 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai BE104O2

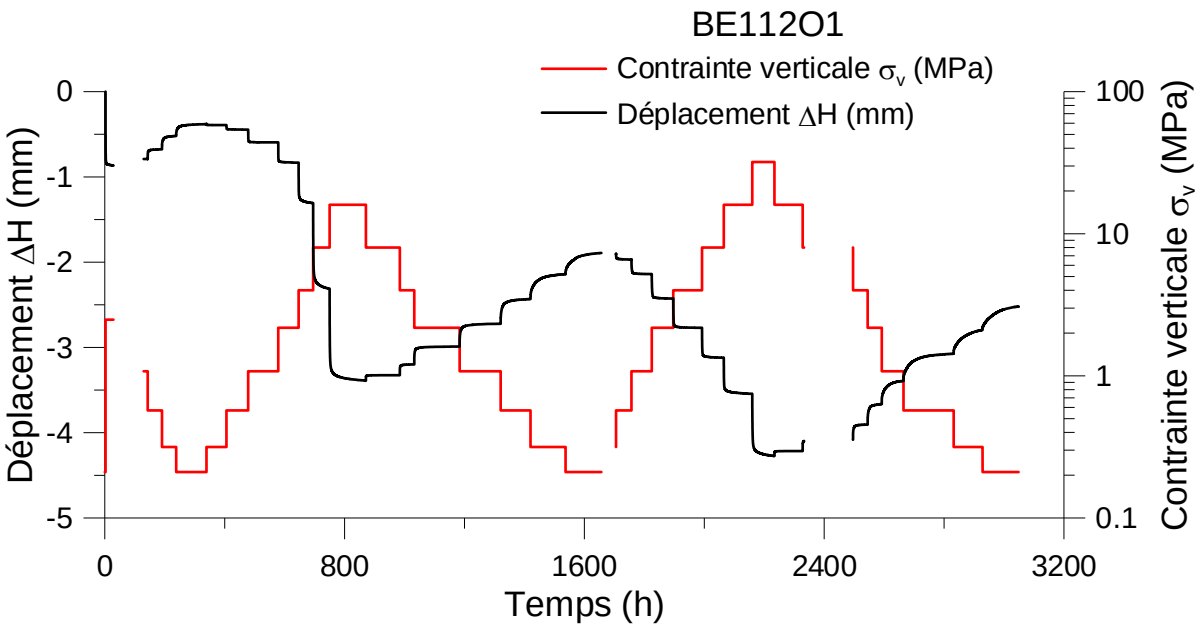


Figure I-9 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai BE112O1

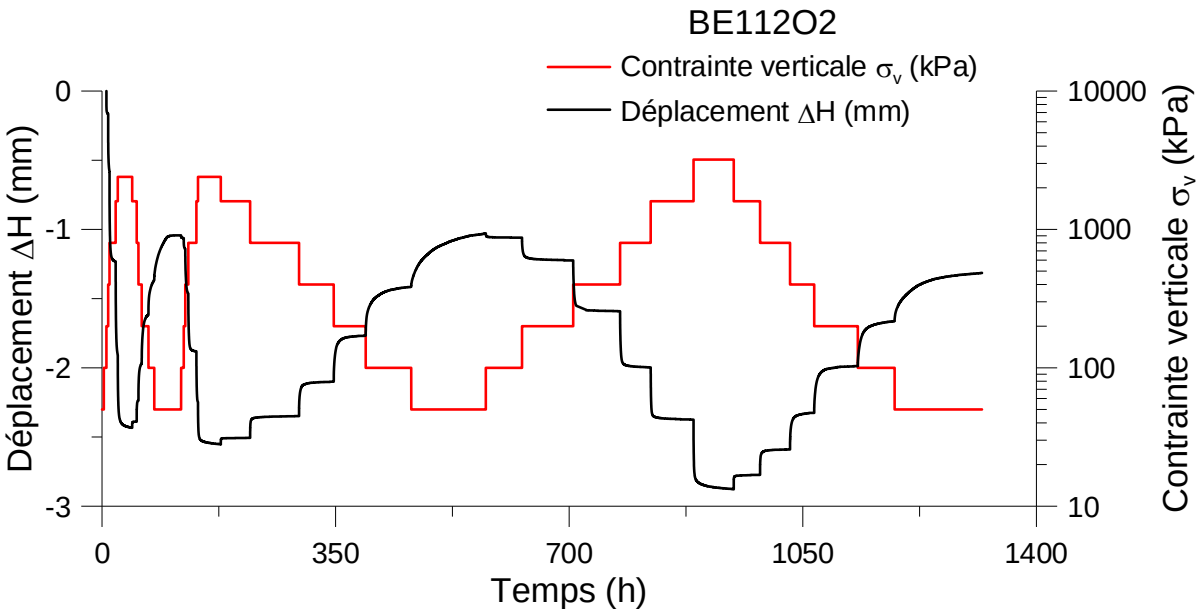


Figure I-10 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai BE112O2

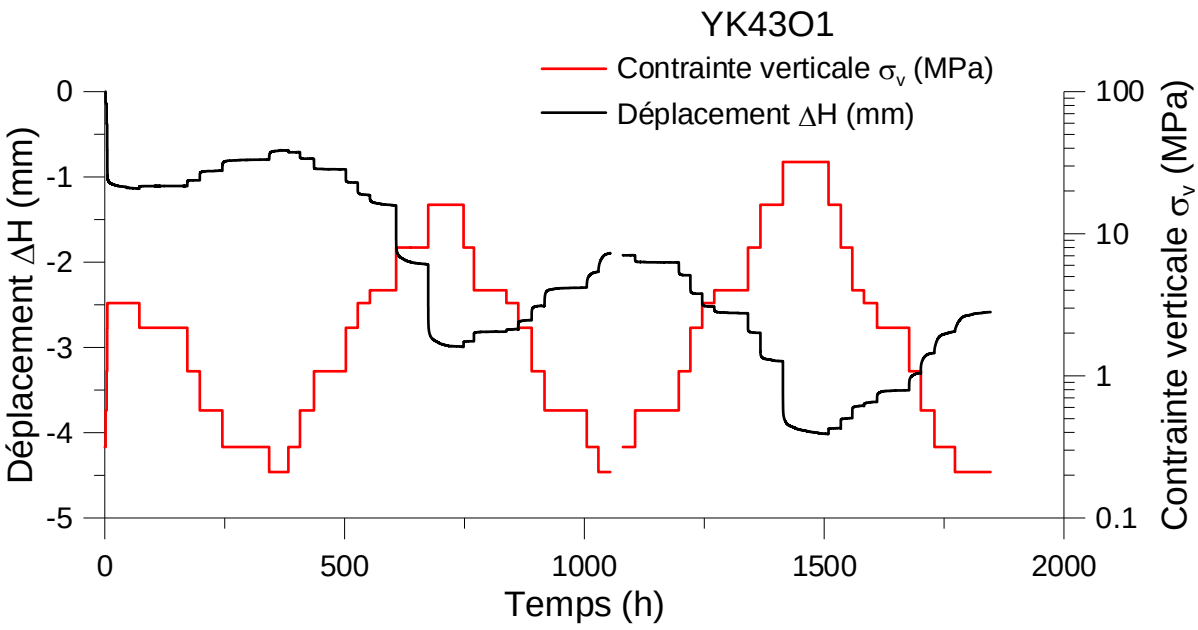


Figure I-11 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai YK43O1

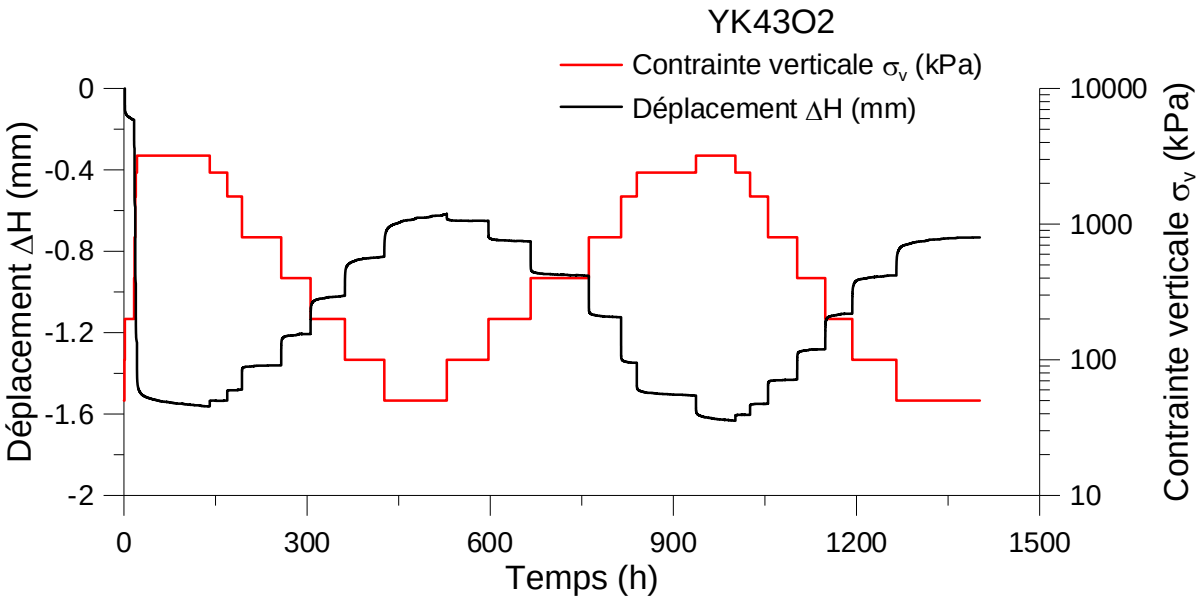


Figure I-12 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement de l'essai YK43O2

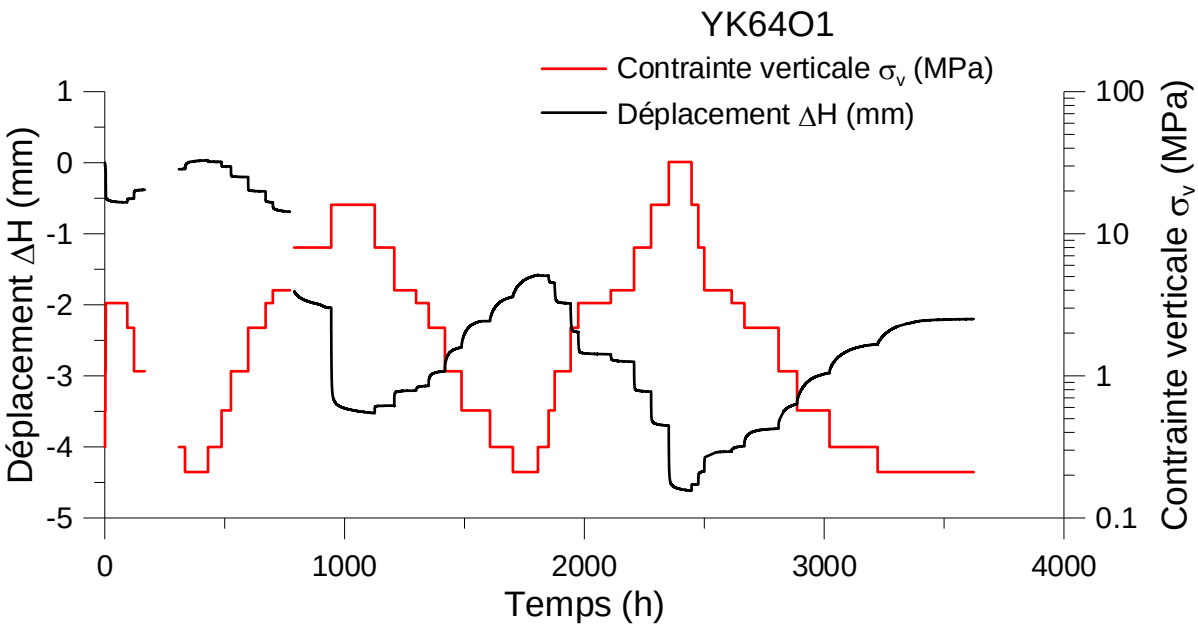


Figure I-13 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai YK64O1

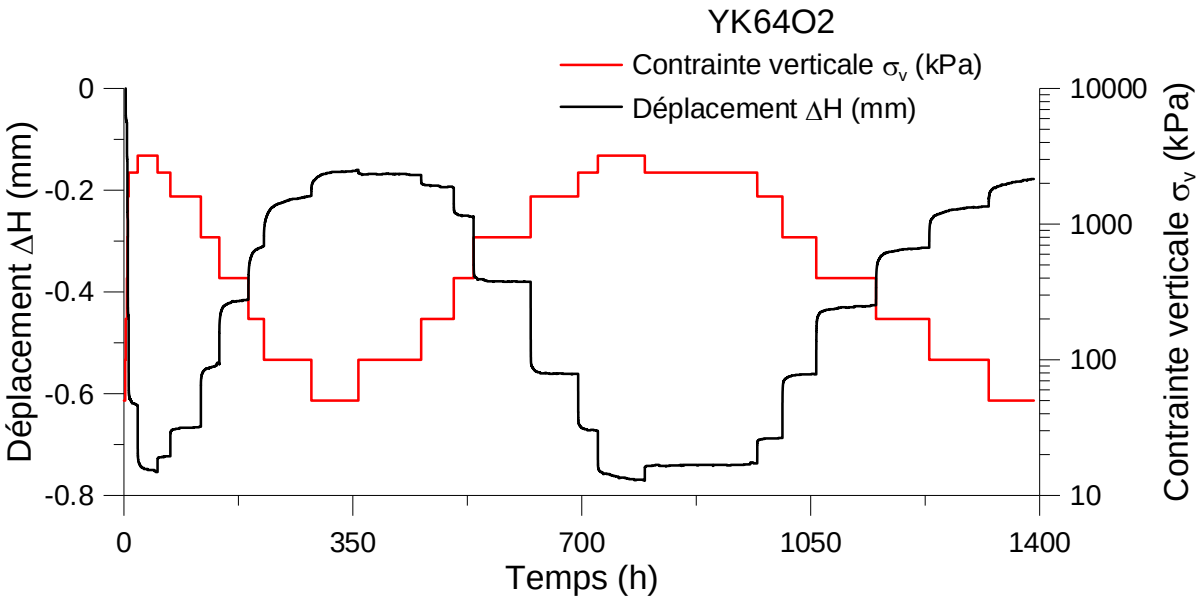


Figure I-14 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai YK64O2

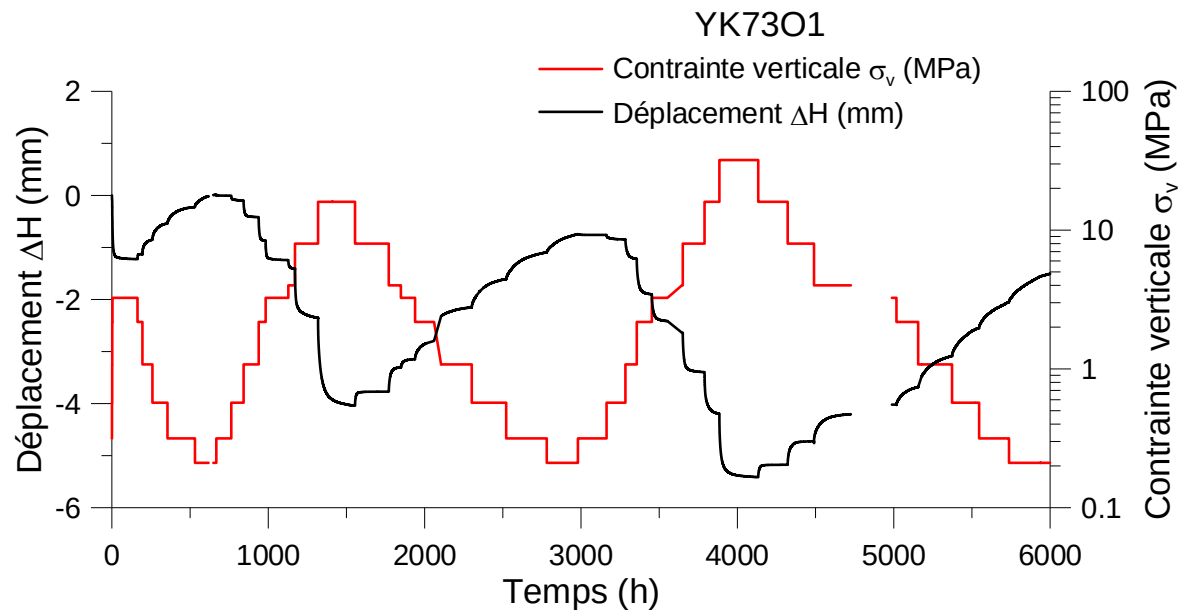


Figure I-15 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai YK73O1

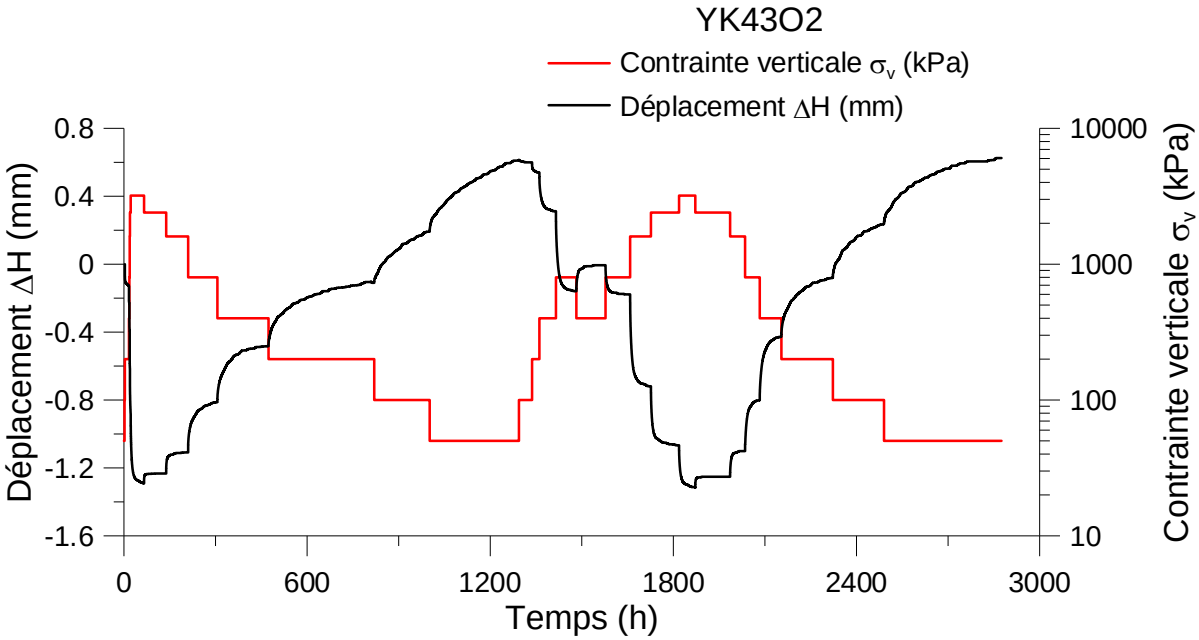


Figure I-16 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai YK73O2

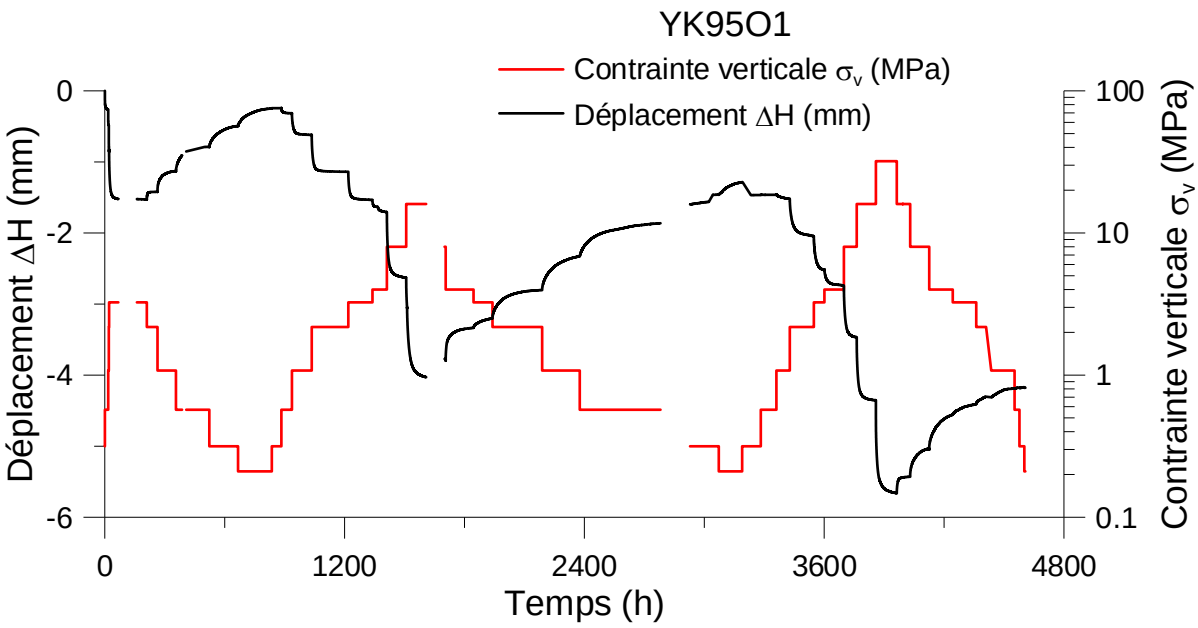


Figure I-17 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai YK95O1

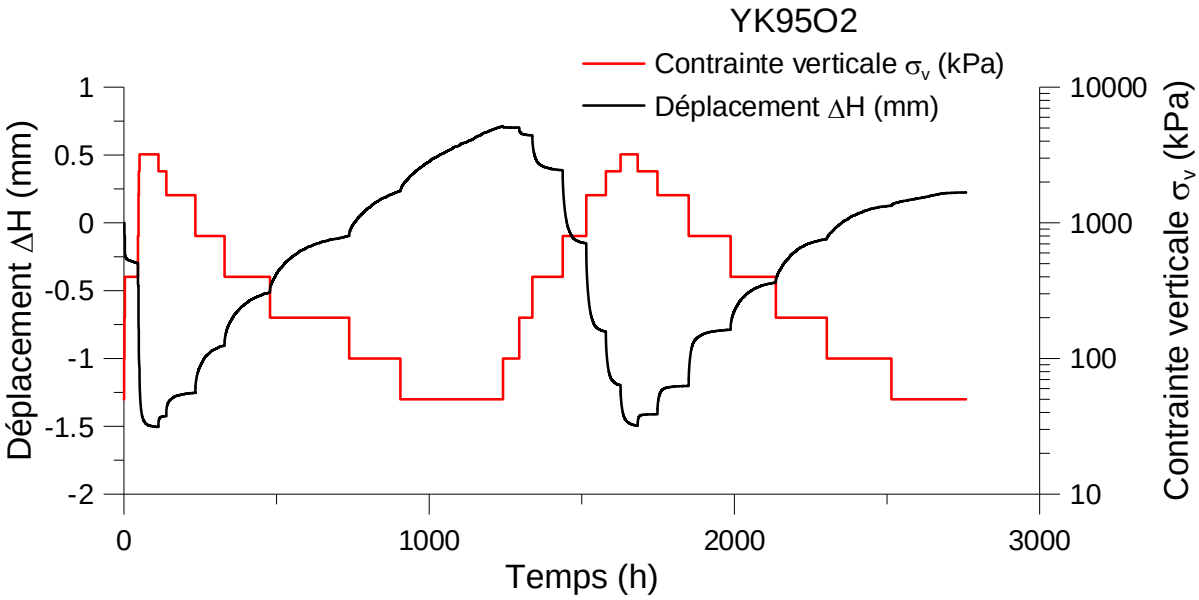


Figure I-18 : Variations de la contrainte verticale et du déplacement dans l'essai YK95O2

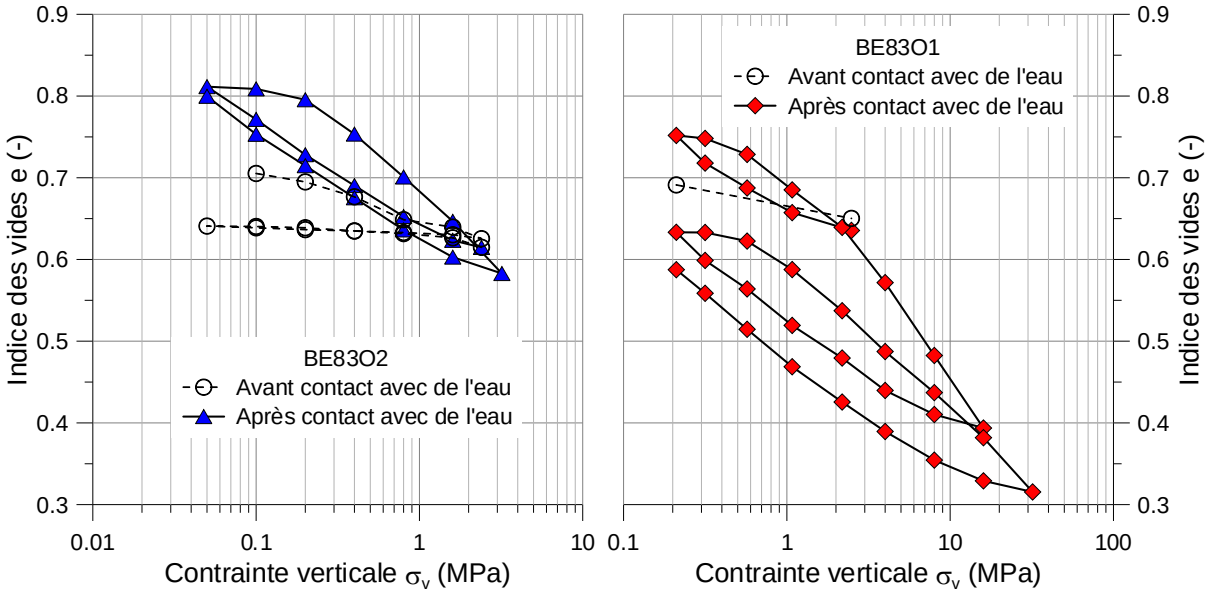


Figure I-19 : Courbes de compression œdométrique des essais BE83O1 et BE83O2

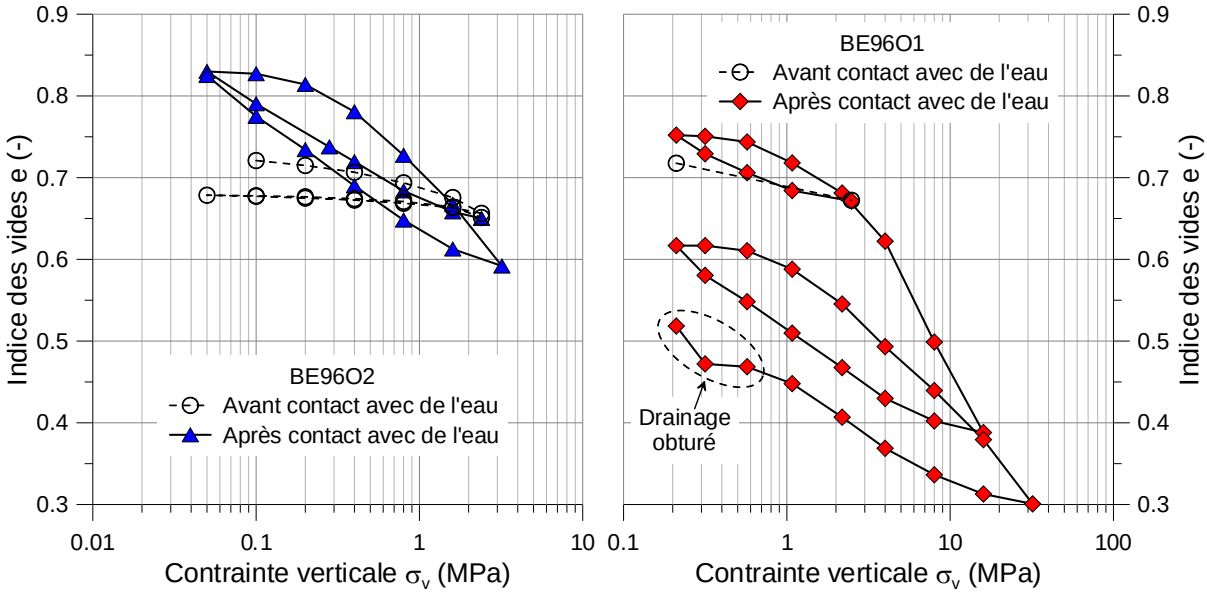


Figure I-20 : Courbes de compression œdométrique des essais BE96O1 et BE96O2

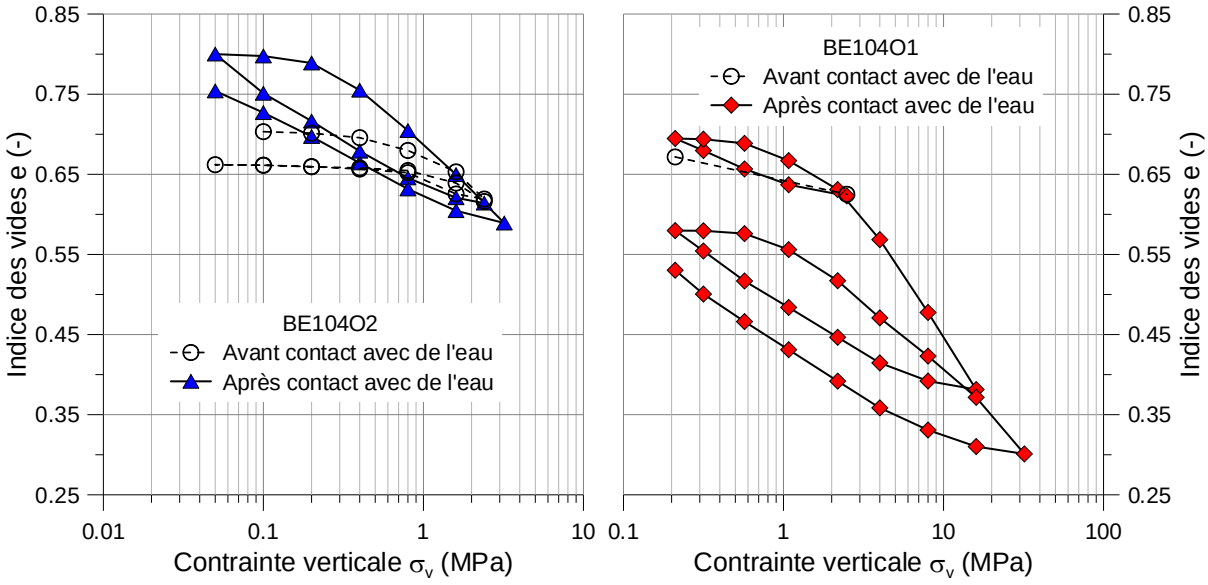


Figure I-21 : Courbes de compression œdométrique des essais BE104O1 et BE104O2

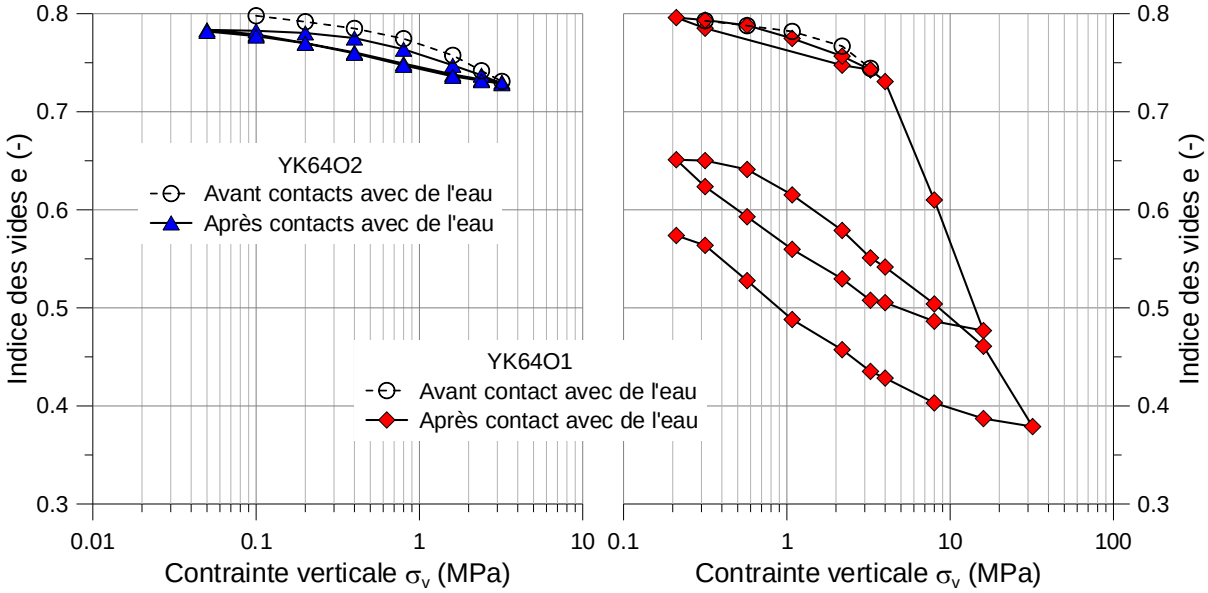


Figure I-22 : Courbes de compression œdométrique des essais YK64O1 et YK64O2

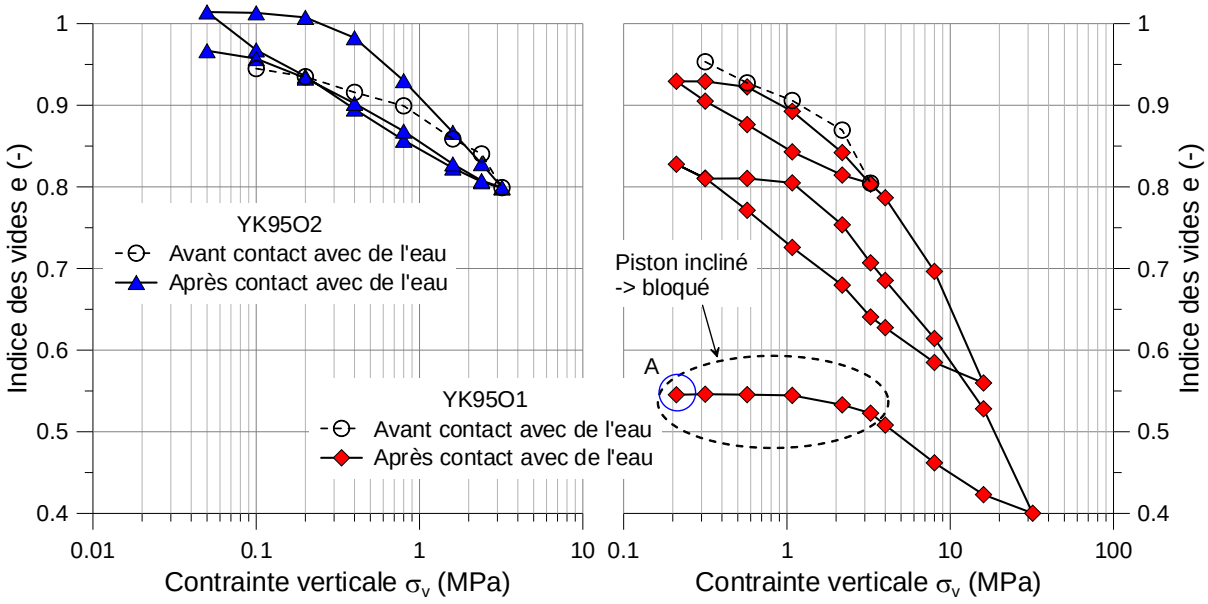


Figure I-23 : Courbes de compression œdométrique des essais YK95O1 et YK95O2

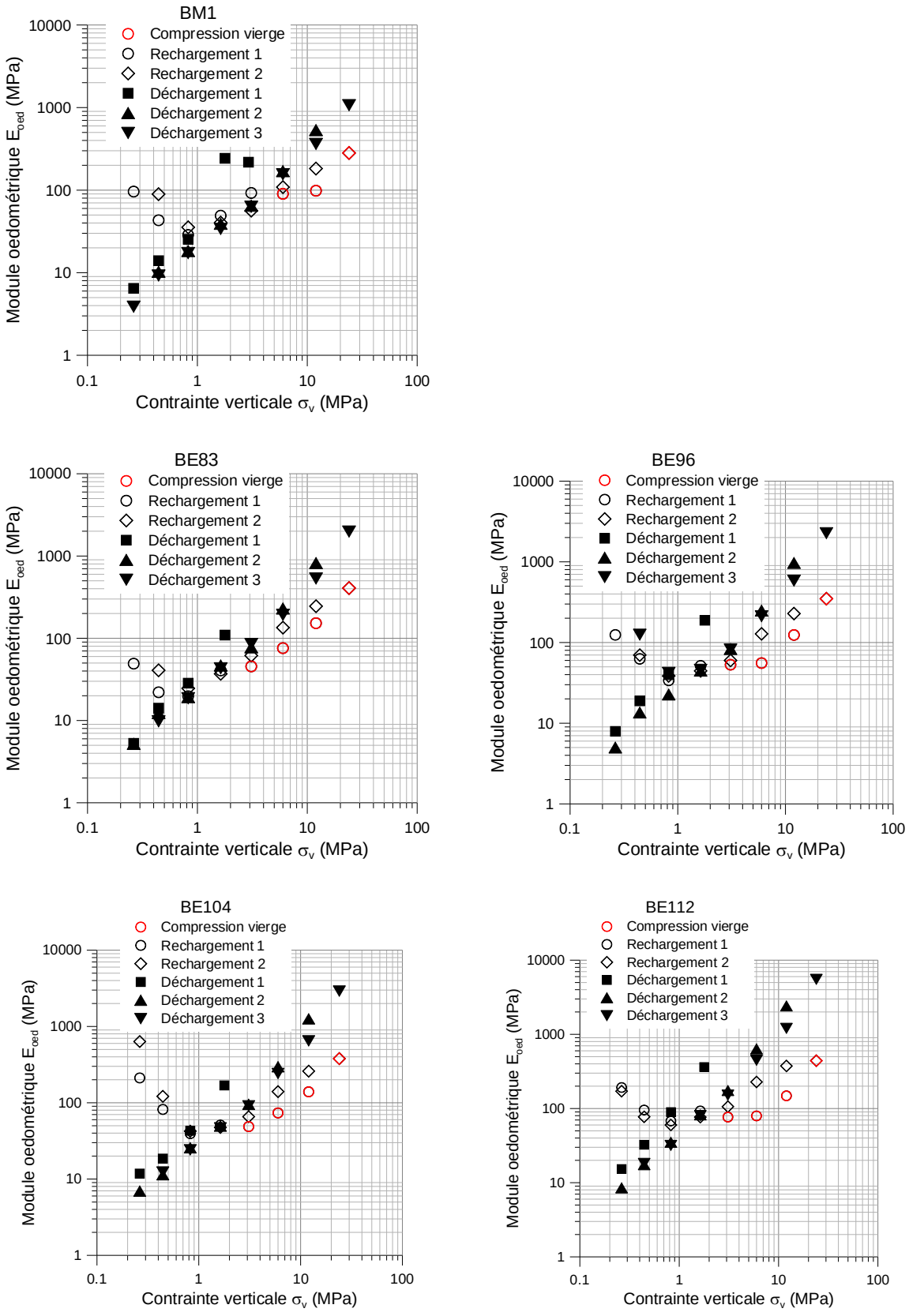


Figure I-24 : Module œdométrique $E_{œd}$ en fonction de la contrainte verticale σ_v pour l'Argile de Boom

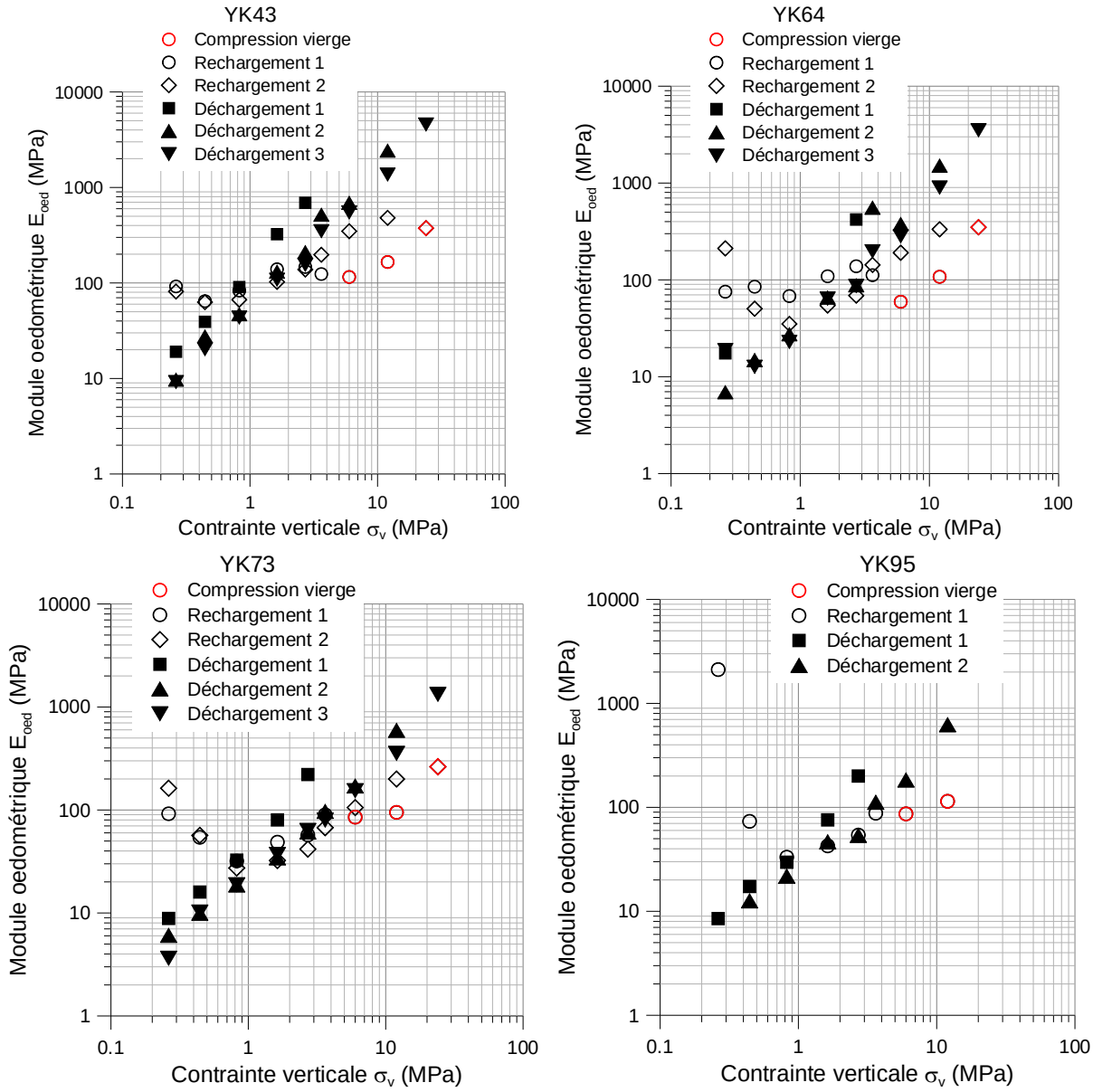


Figure I-25 : Module œdométrique $E_{œd}$ en fonction de la contrainte verticale σ_v pour les Argiles Yprésiennes

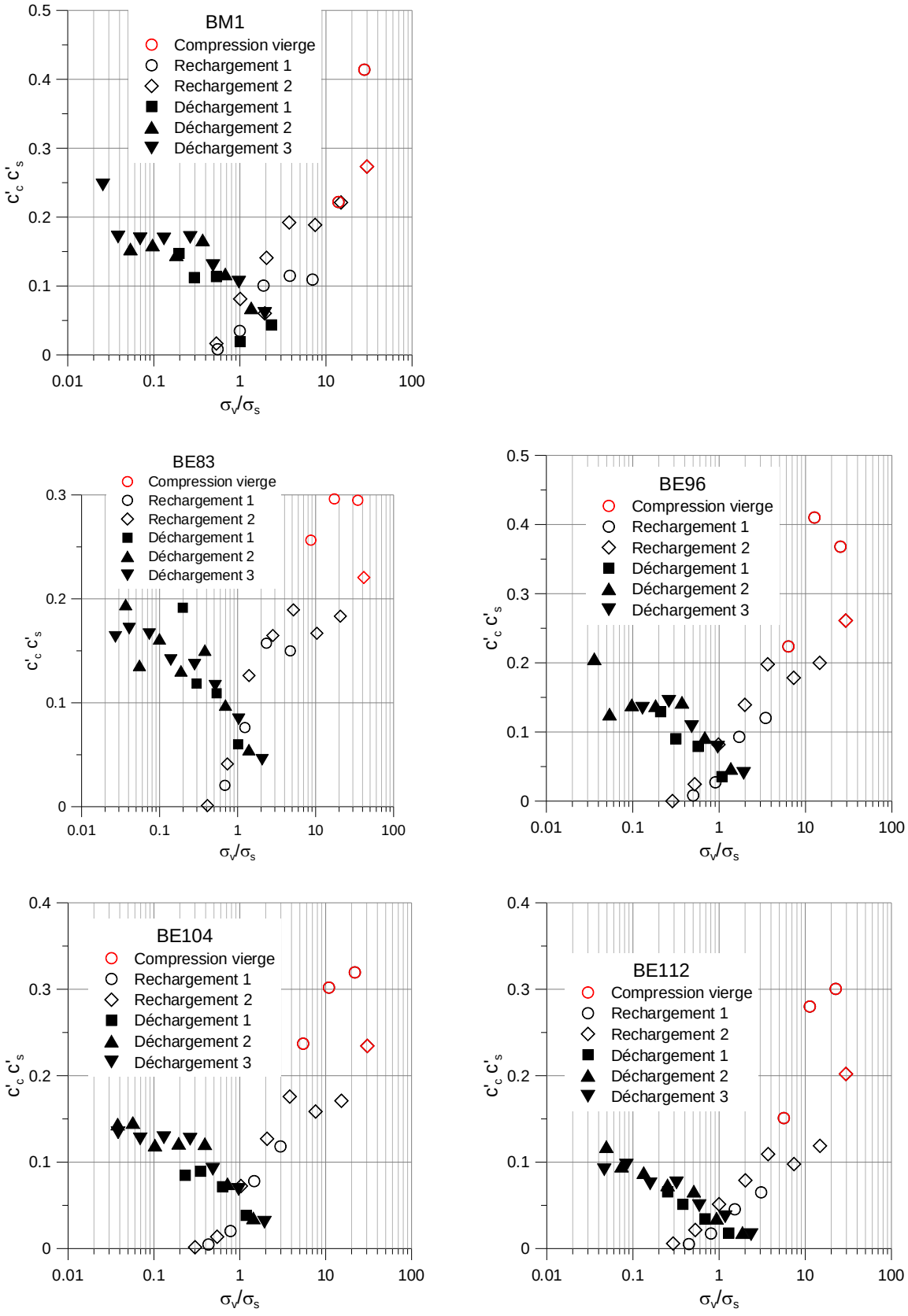


Figure I-26 : Pentes de compression *c'c* et de gonflement *c's* de l'Argile de Boom

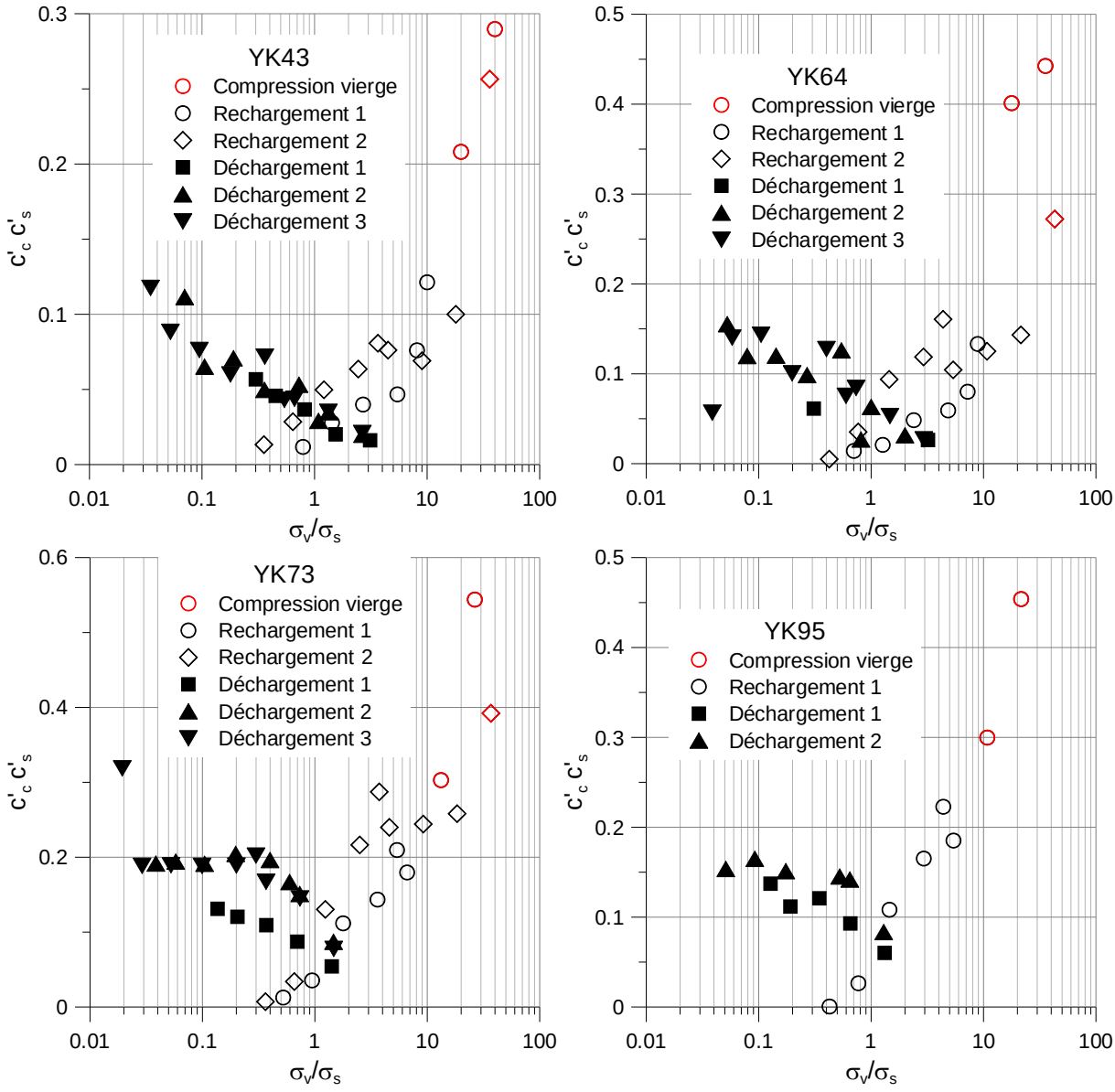
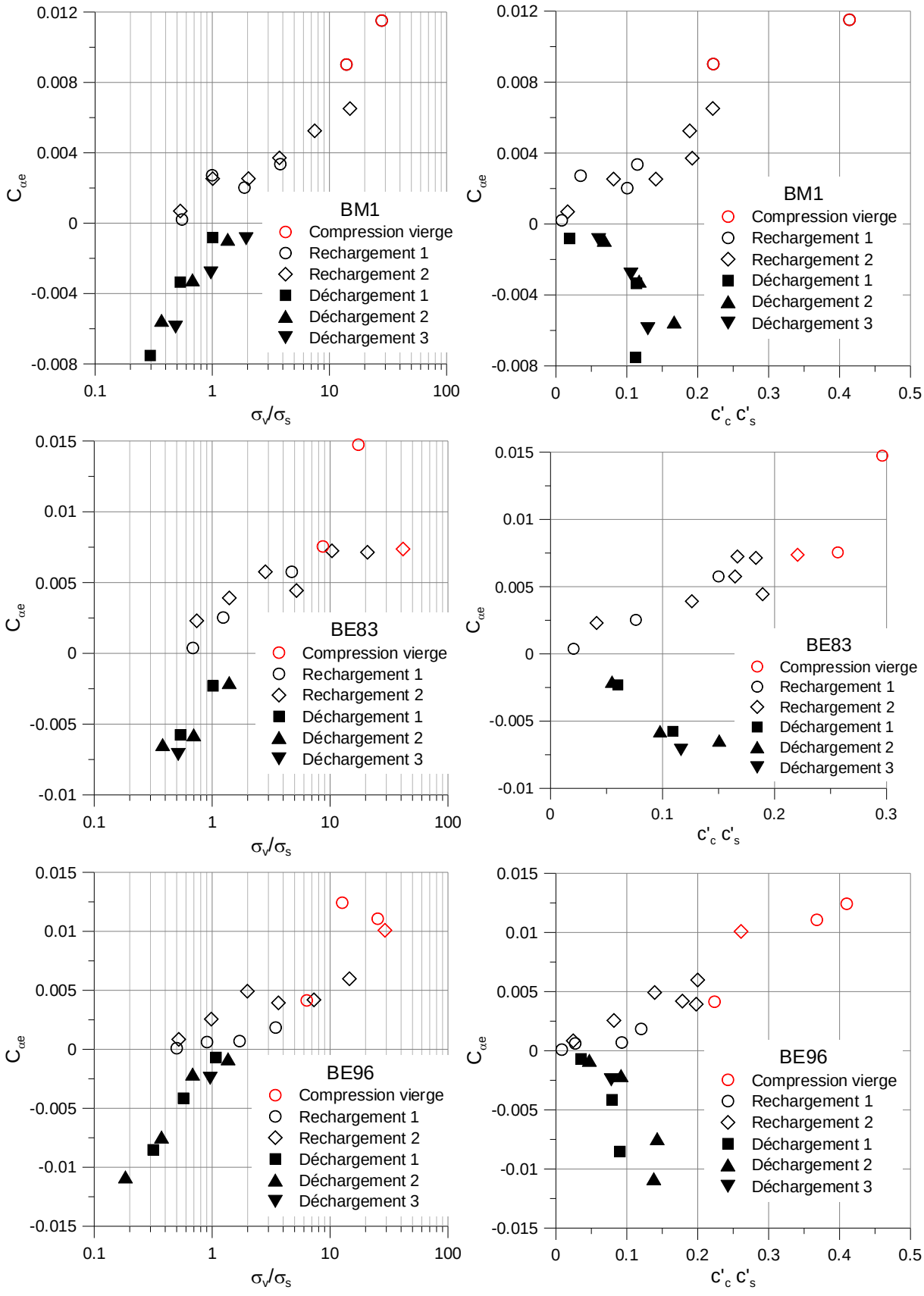


Figure I-27 : Pentes de compression *c'c* et de gonflement *c's* des Argiles Yprésiennes


BM1
Compression vierge
Rechargement 1
Rechargement 2
Déchargement 1
Déchargement 2
Déchargement 3
$C_{\alpha e}$
σ_v/σ_s
$c'_c\ c'_s$
BE83
BE96

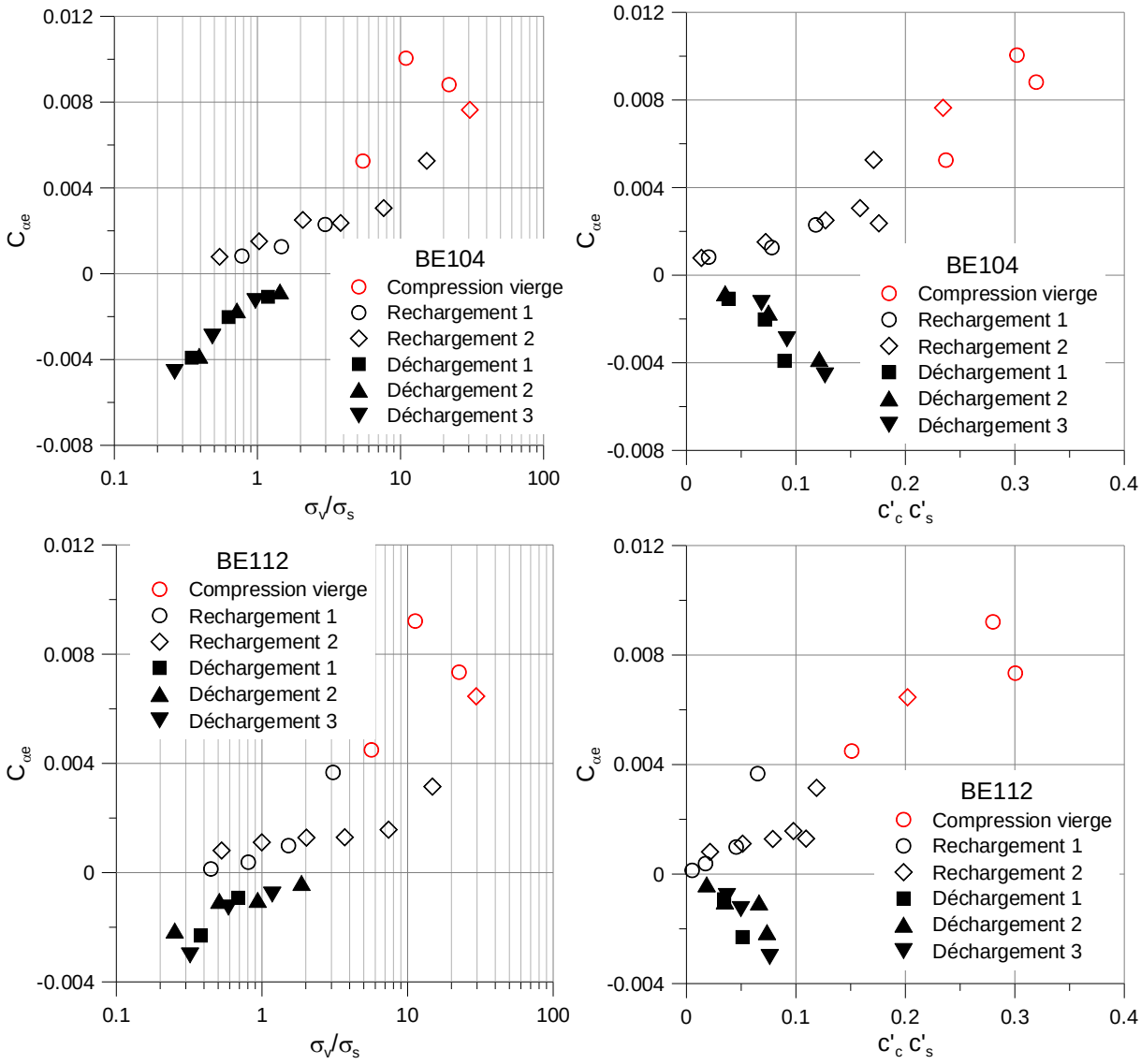
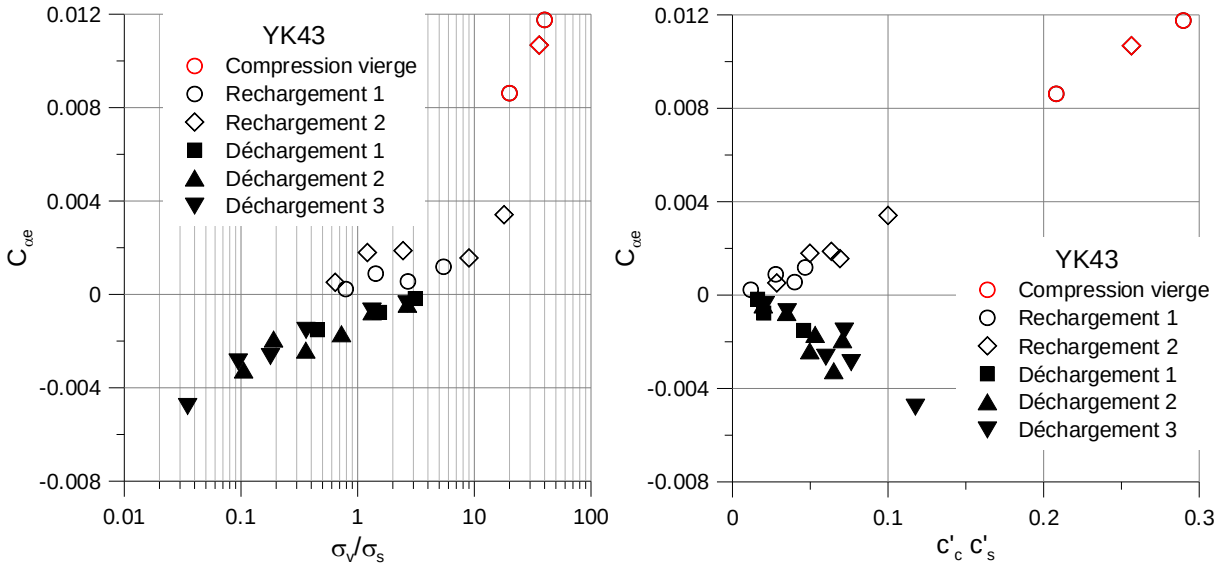


Figure I-28 : Pentes de compression/gonflement secondaire $C_{\alpha e}$ de l'Argile de Boom



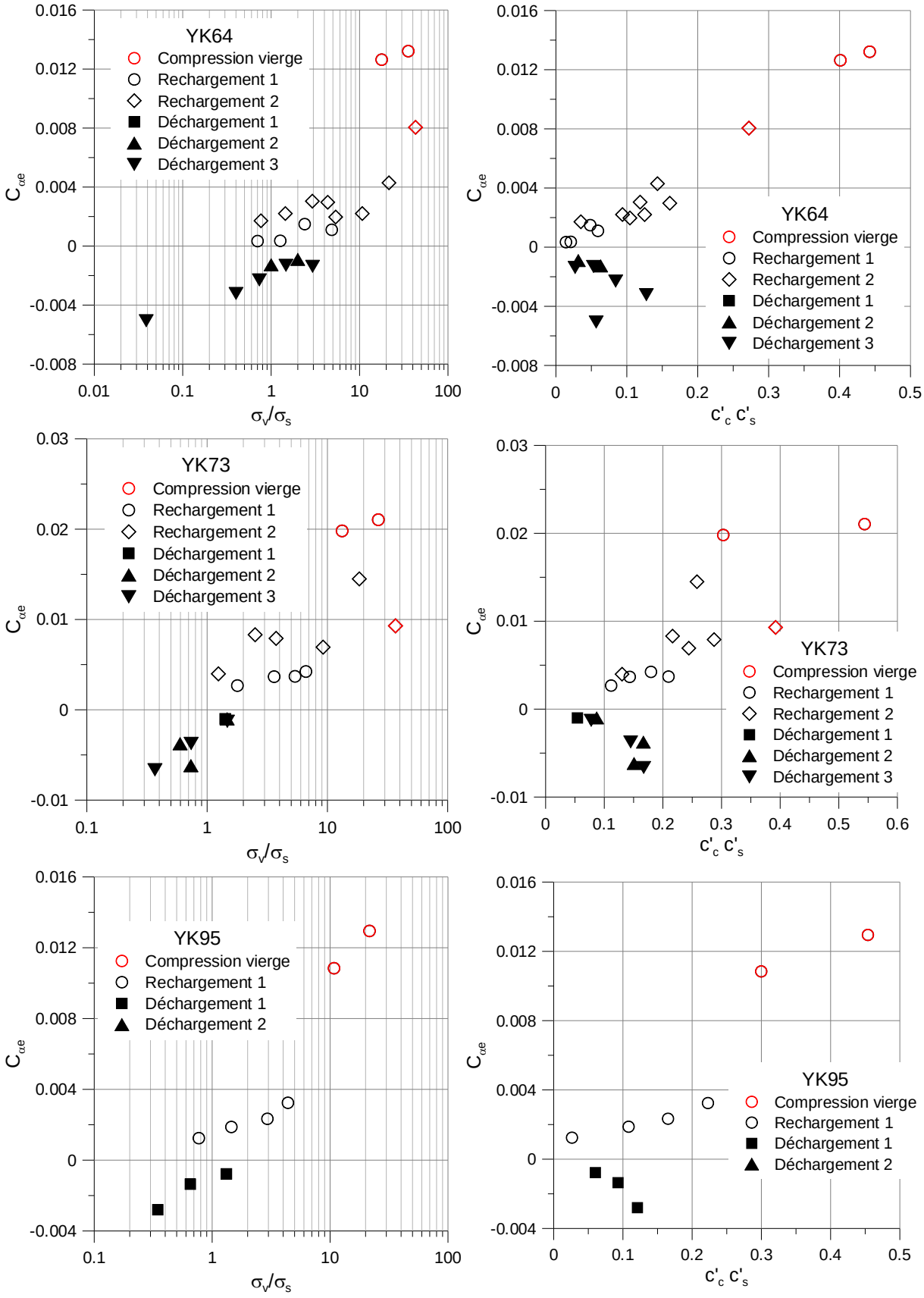


Figure I-29 : Pentes de compression/gonflement secondaire $C_{\alpha e}$ des Argiles Yprésiennes

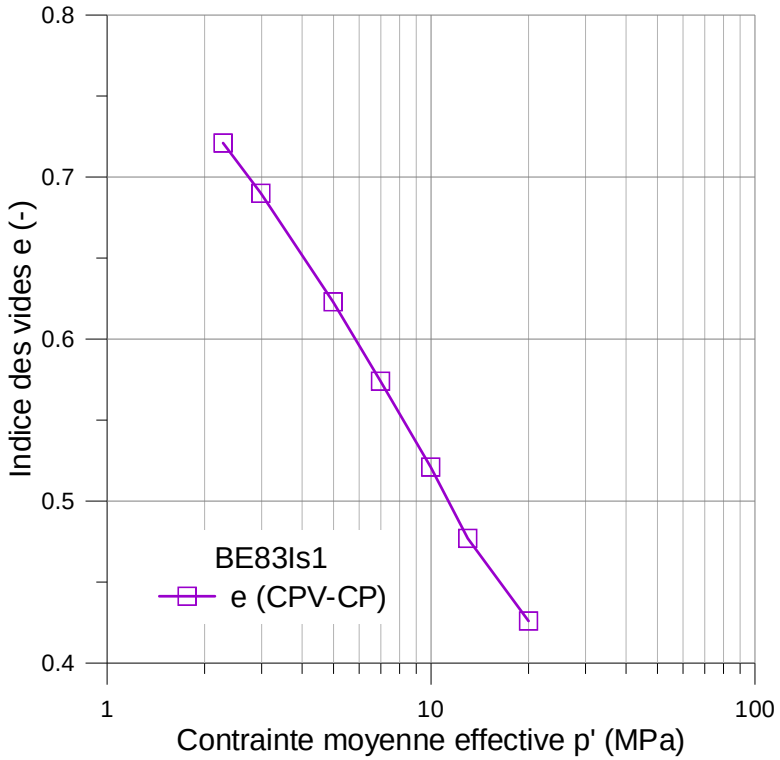


Figure I-30 : Courbe de compression isotrope de BE83Is1

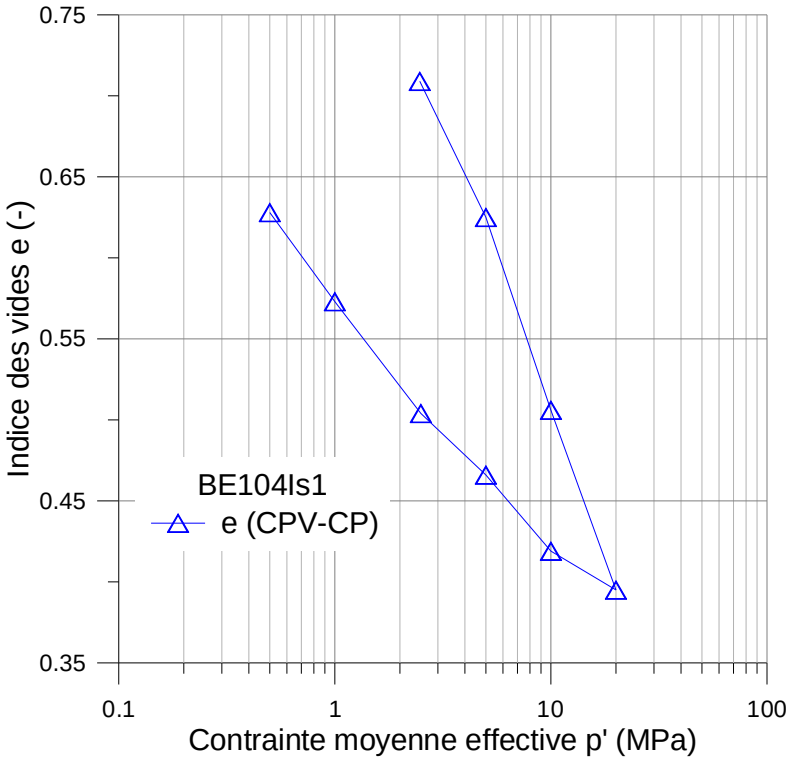


Figure I-31 : Courbe de compression isotrope de BE104Is1

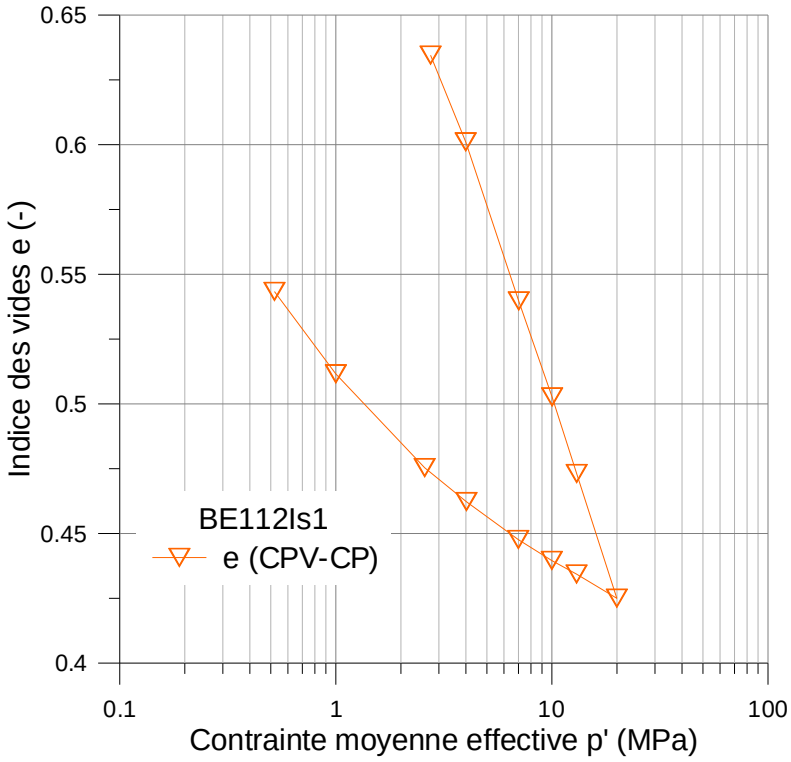


Figure I-32 : Courbe de compression isotrope de BE112Is1

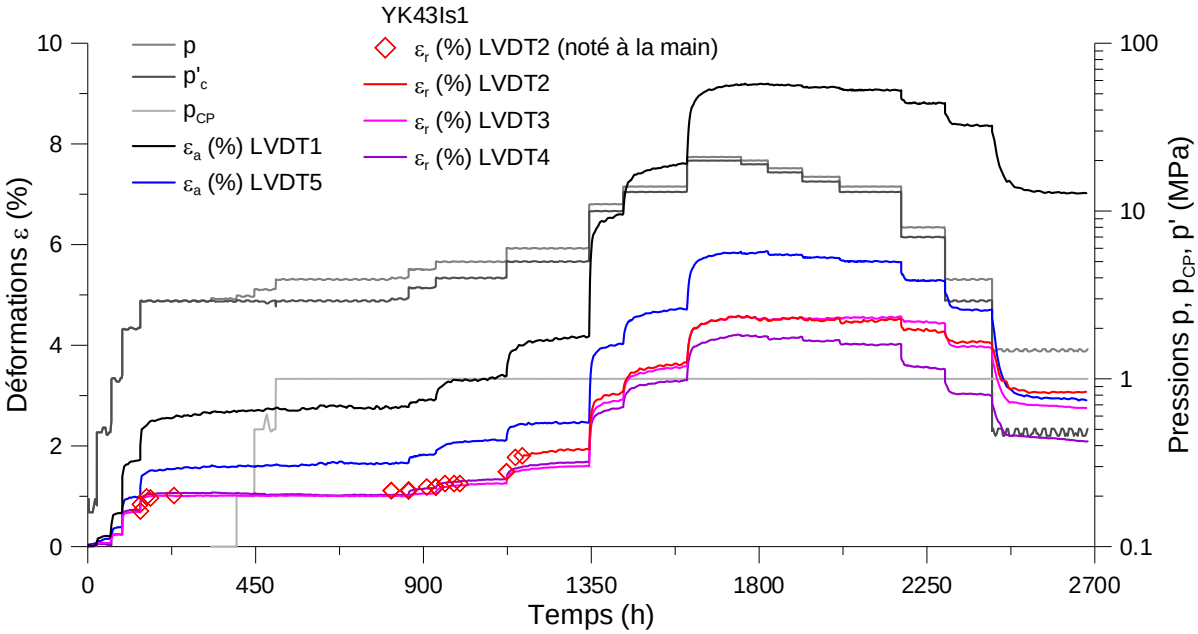


Figure I-33 : Variation des déformations axiales ε_a et radiales ε_r locales par des LVDTs avec la contrainte moyenne "effective" *p'* et la contre-pression p_{CP} dans YK43Is1

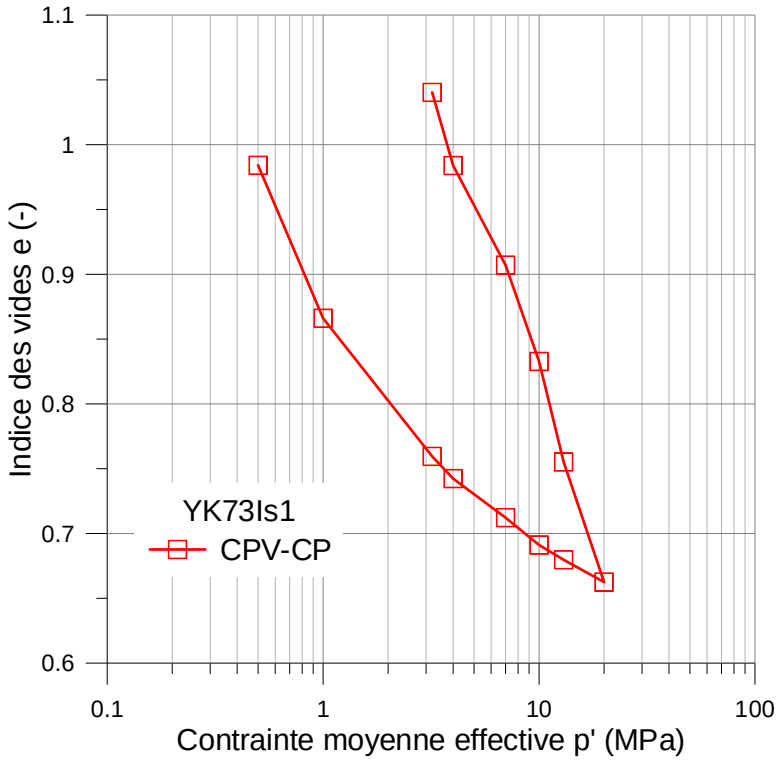


Figure I-34 : Courbe de compression isotrope de YK73Is1

Annexe II

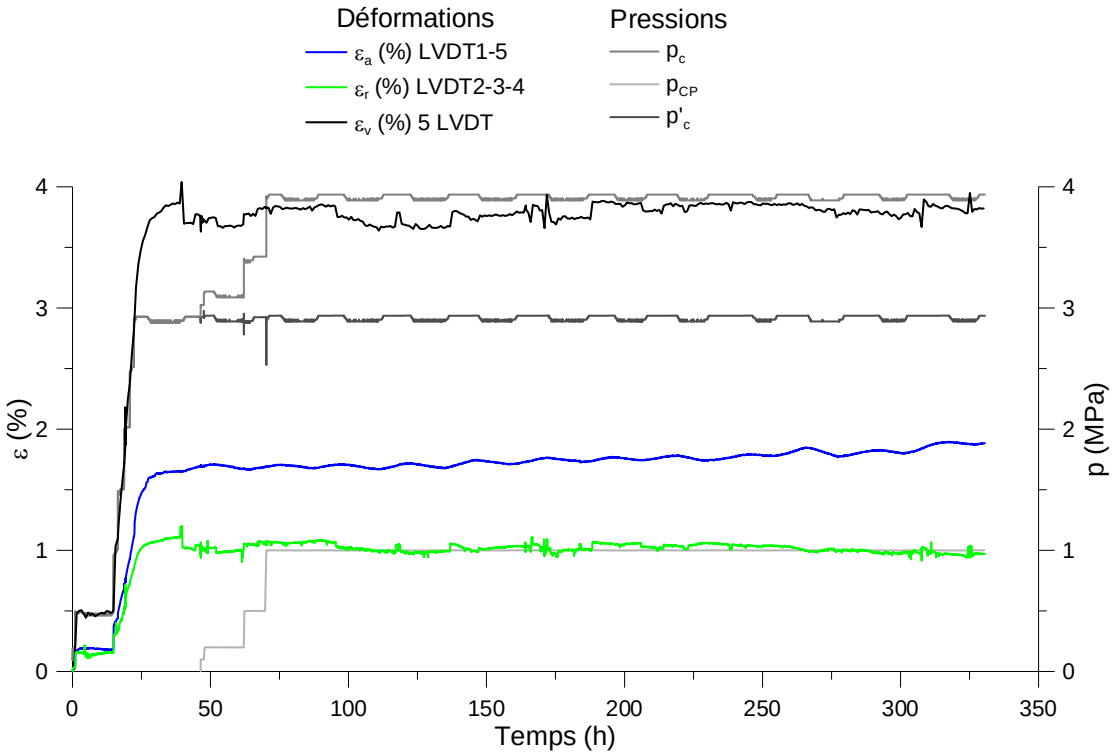


Figure II-1 : Déformations avant le cisaillement dans l'essai YK43Tr1

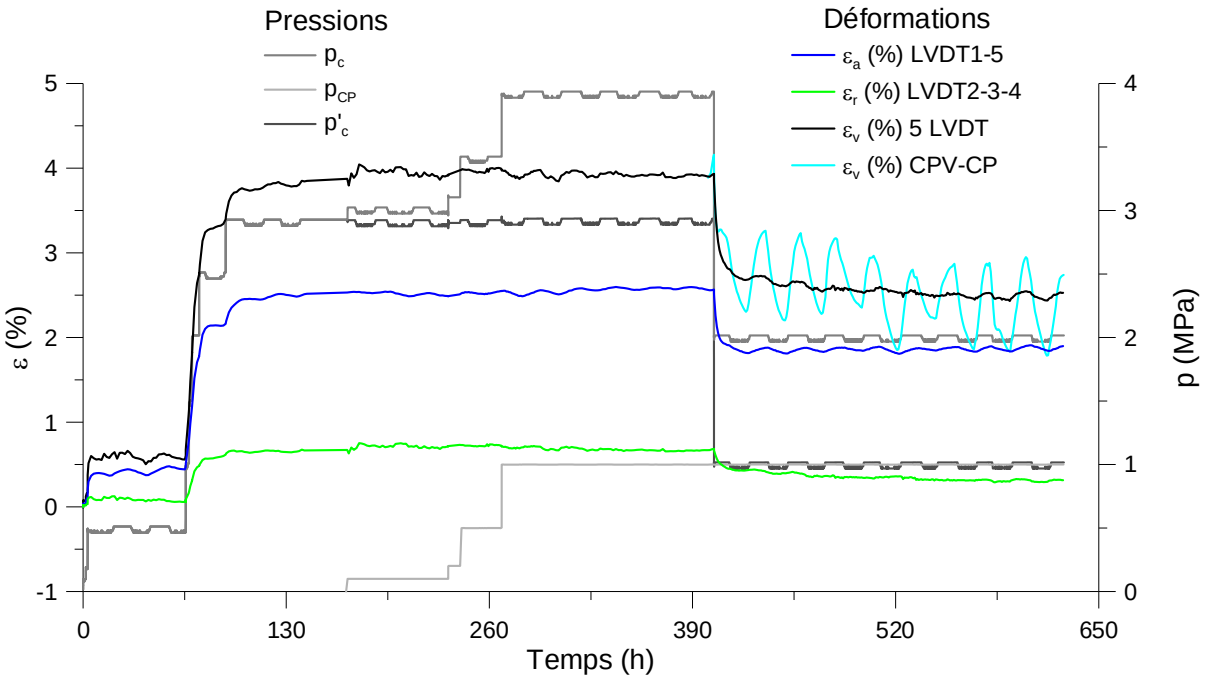


Figure II-2 : Déformations avant le cisaillement dans l'essai YK43Tr2

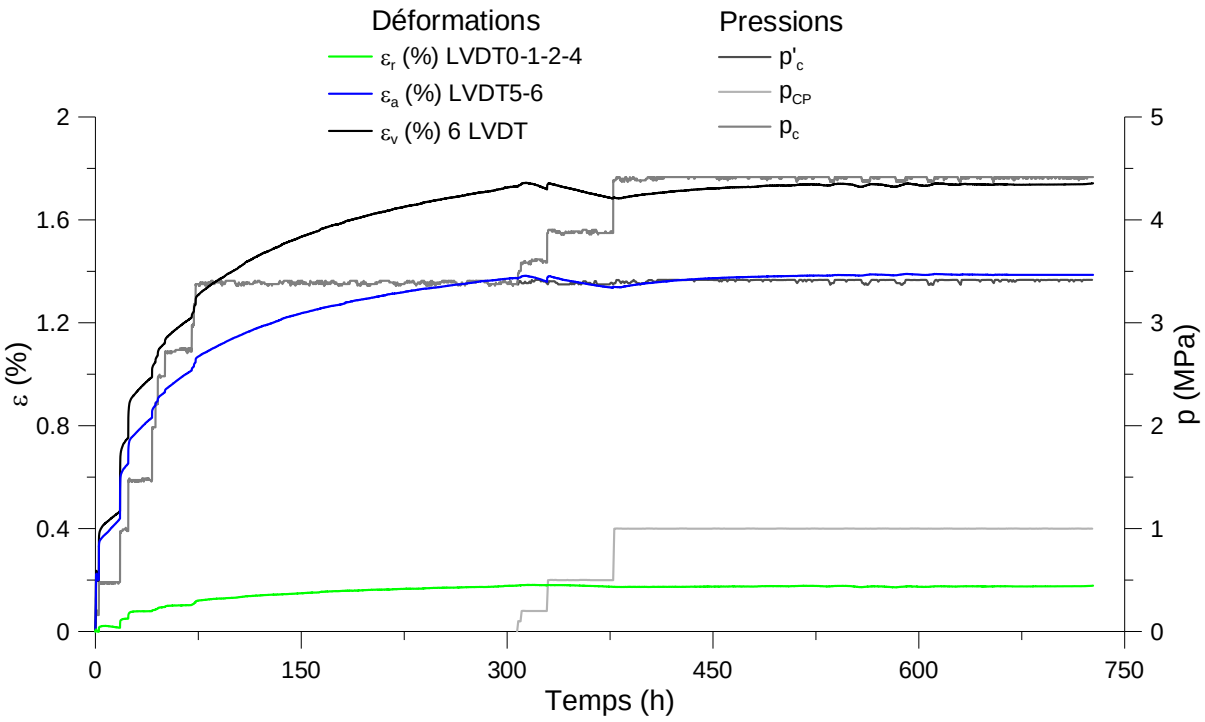


Figure II-3 : Déformations avant le cisaillement dans l'essai YK95Tr1

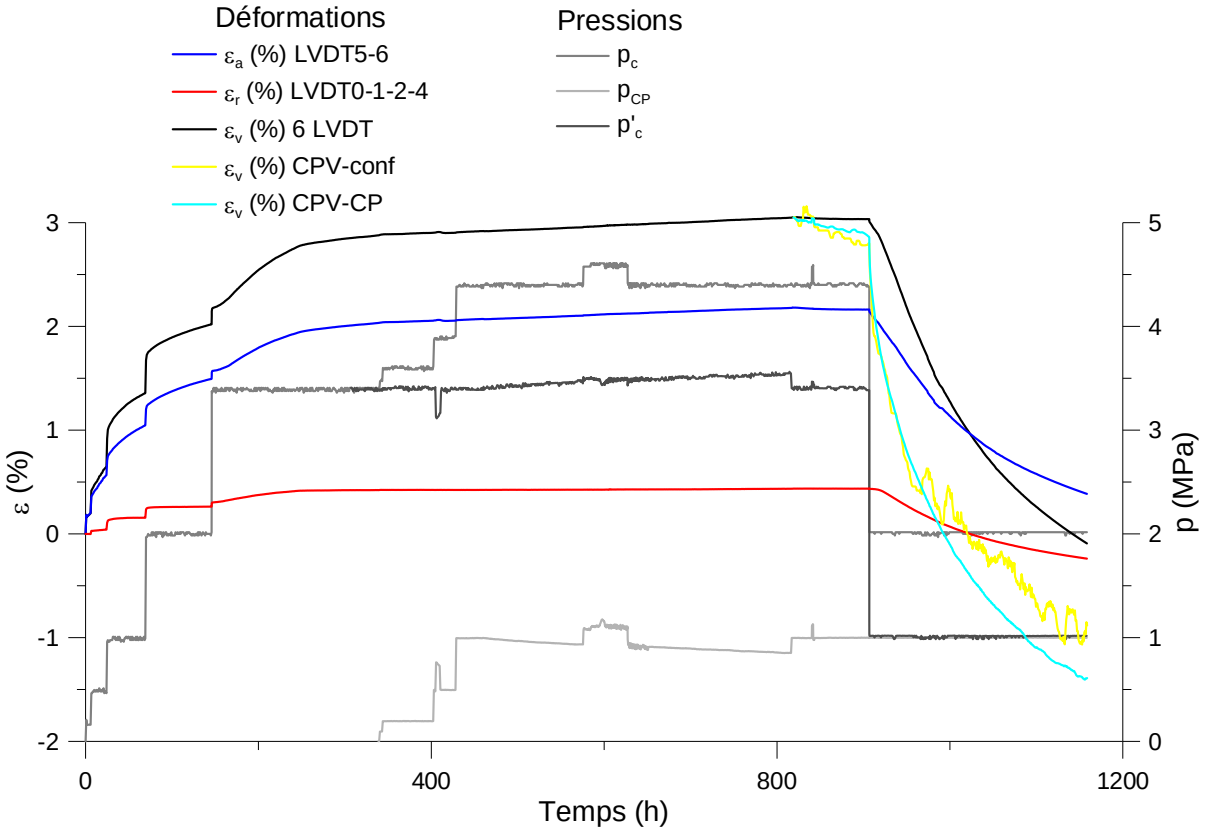


Figure II-4 : Déformations avant le cisaillement dans l'essai YK95Tr2

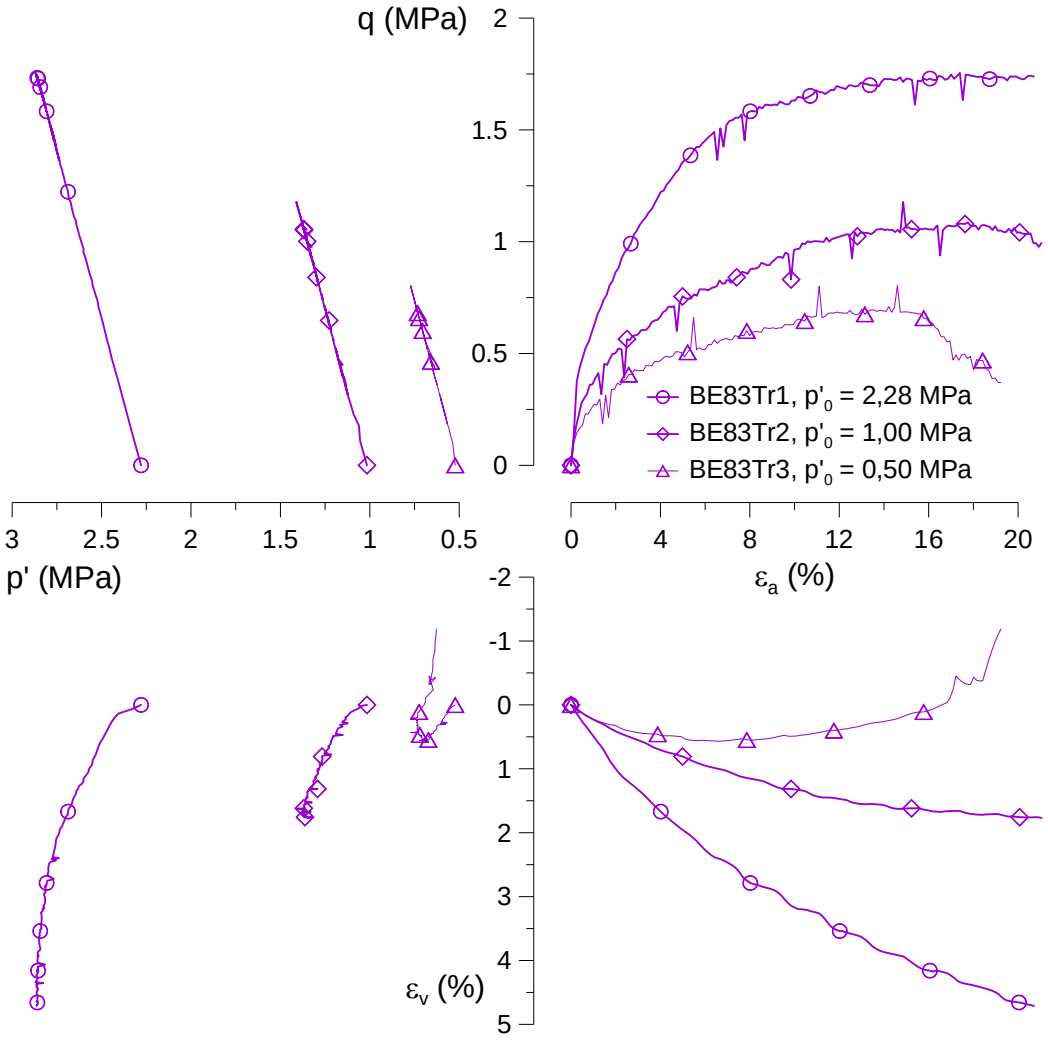


Figure II-5 : Résultats des essais triaxiaux sur BE83

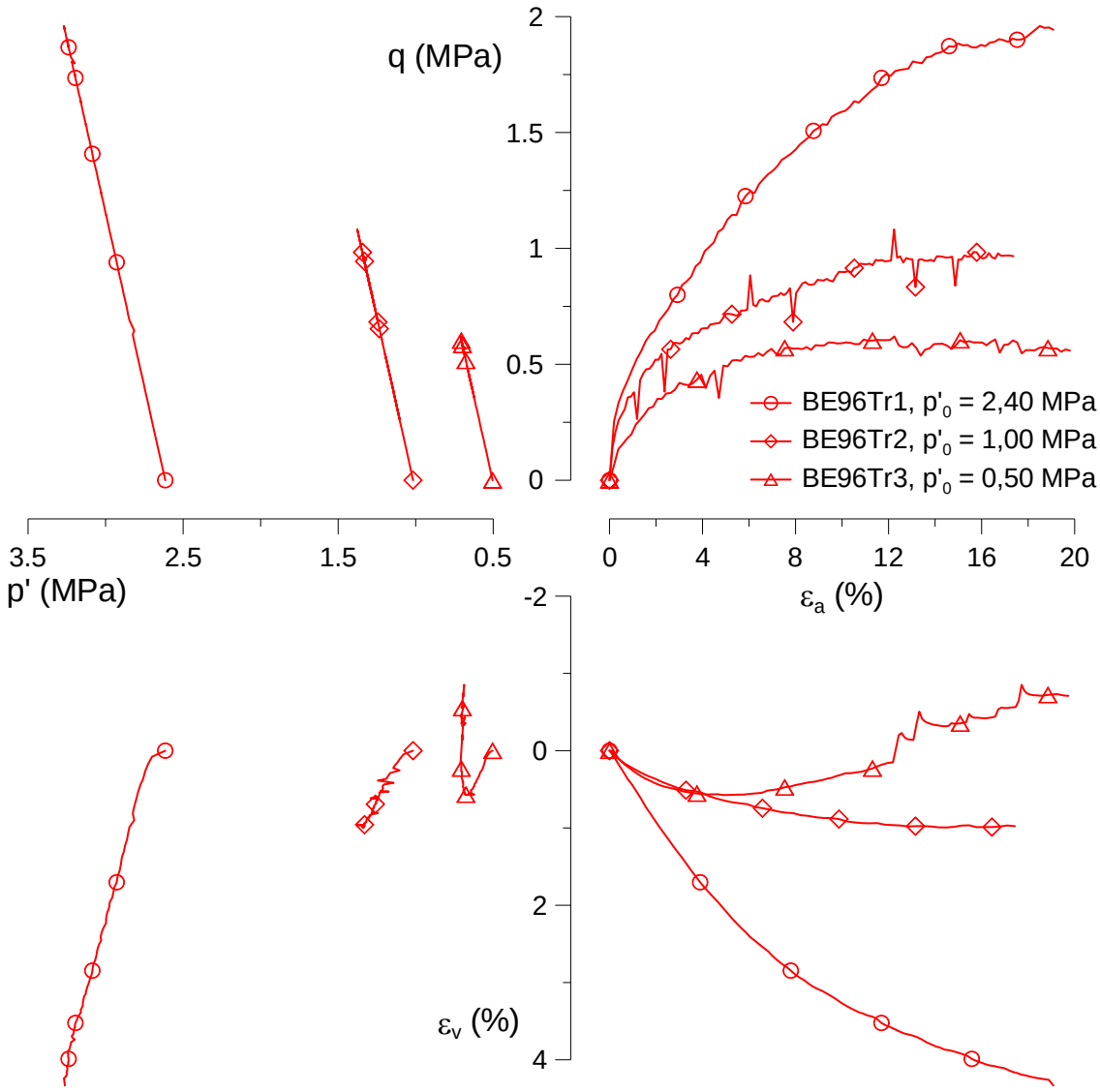


Figure II-6 : Résultats des essais triaxiaux sur BE96

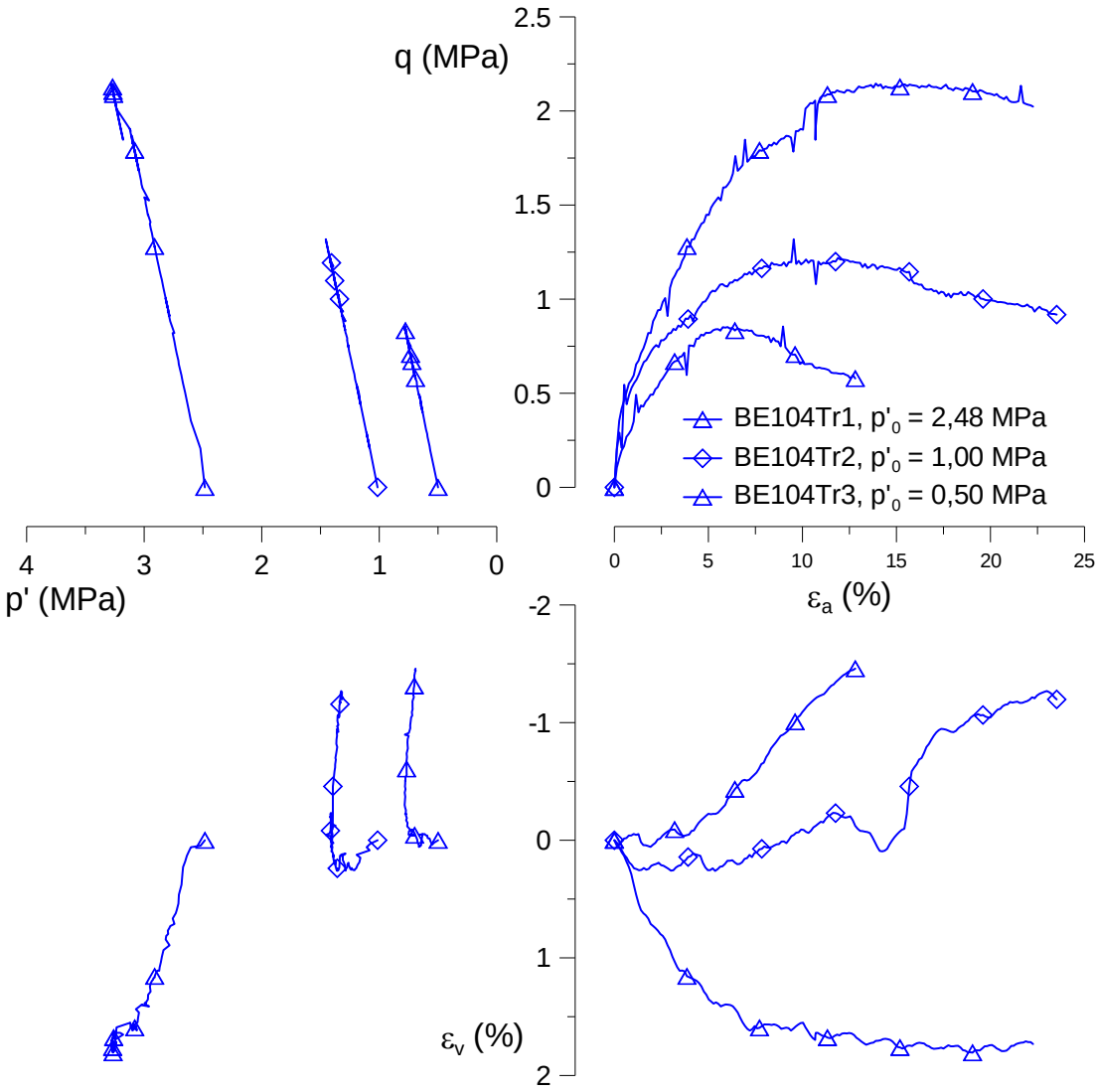


Figure II-7 : Résultats des essais triaxiaux sur BE104

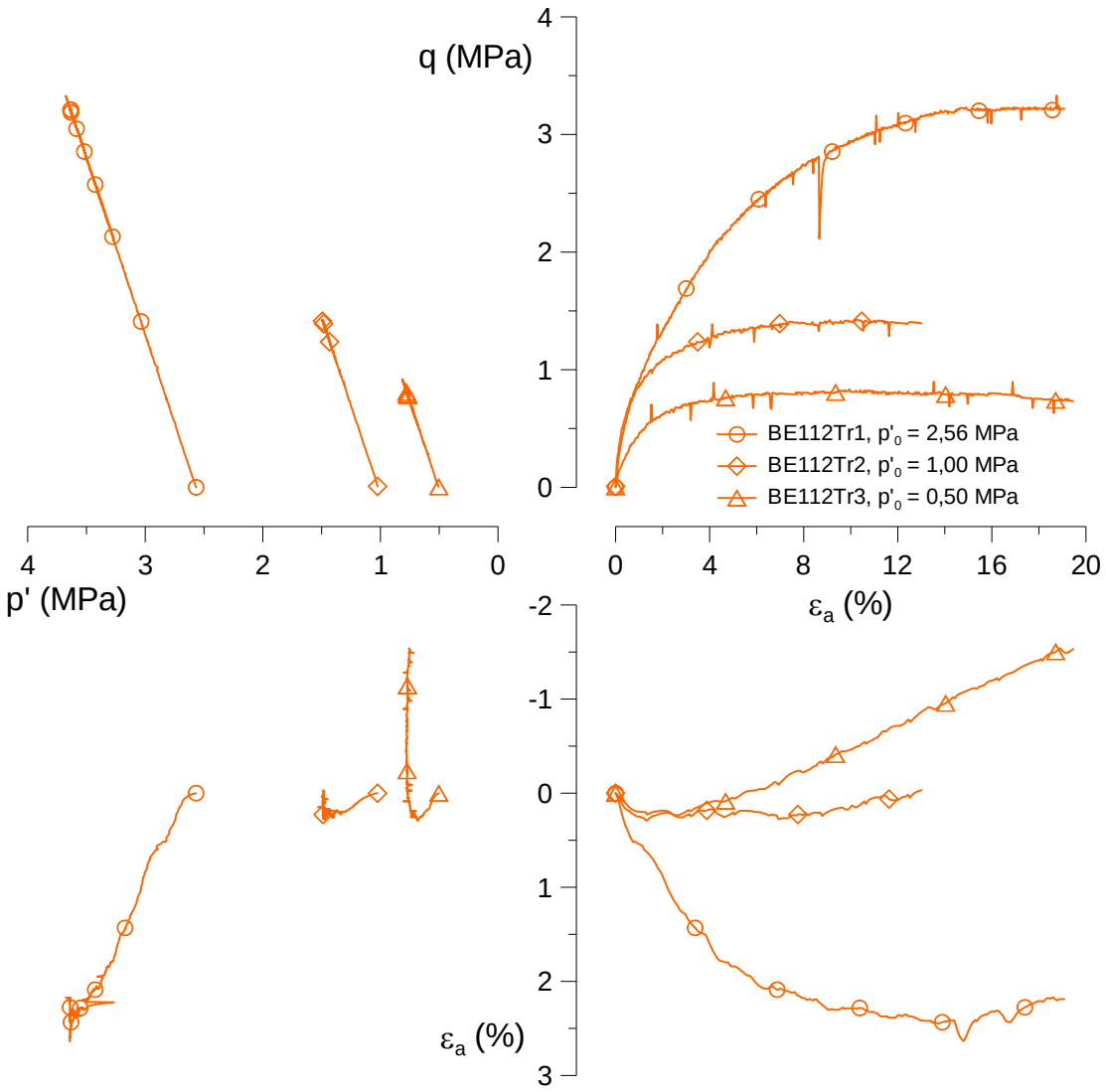


Figure II-8 : Résultats des essais triaxiaux sur BE112

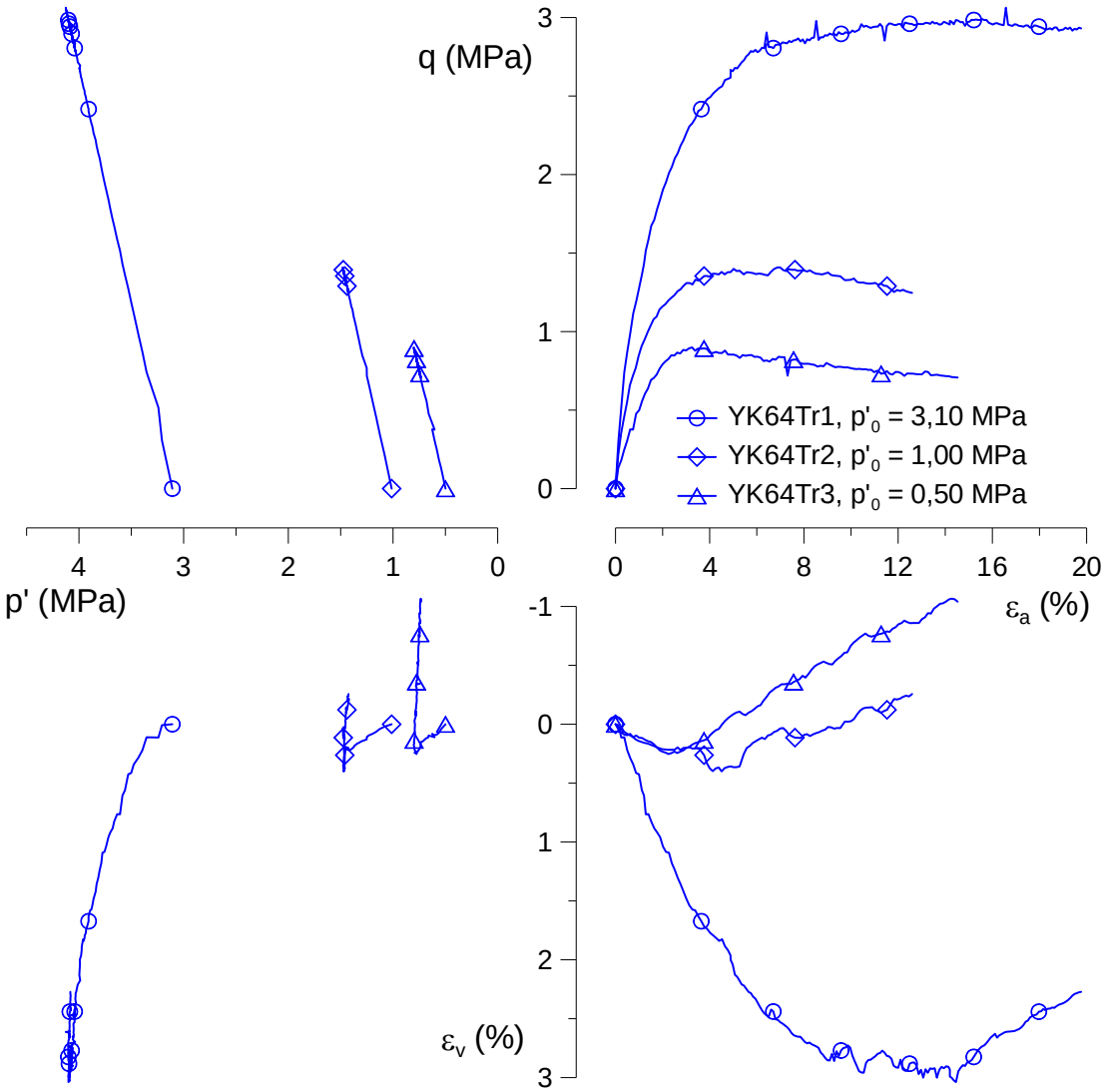


Figure II-9 : Résultats des essais triaxiaux sur YK64

Bibliographie

Aertsens, M., Dierckx, A., Put, M., Moors, H., Janssen, K., Van Ravestyn, L., Van Gompel, M., Van Gompel, M. & De Cannière, P. (2005). Determination of the hydraulic conductivity, ηR and the apparent diffusion coefficient on Ieper clay and Boom Clay cores from the Doel-l and Doel-2b drillings, Restricted contract report SCK-CEN-R-3589 02/MAe/P-9, Waste & Disposal Department, SCK-CEN, Boeretang 200, 2400 Mol, Belgium.

AFNOR (1992), 'Sols: reconnaissance et essai. Analyse granulométrique des sols. Méthode par sédimentation'.

AFNOR (1994*a*), 'Sols : reconnaissance et essais – essai à l'appareil triaxial de révolution – appareillage – préparation des éprouvettes – essai (UU) non consolidé non drainé – essai (CU+U) consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle – essai (CD) consolidé drainé'.

AFNOR (1994*b*), 'Sols : reconnaissance et essais – essai à l'appareil triaxial de révolution – généralité – définitions'.

AFNOR (1996*a*), 'Sols: reconnaissance et essais. Analyse granulométrique. Méthode par tamisage à sec après lavage'.

AFNOR (1996*b*), 'Sols: Reconnaissance et essais. Détermination de la teneur en carbonate. méthode du calcimètre'.

AFNOR (1997), 'Sols : reconnaissance et essais – essais œdométriques – partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers.'.

AFNOR (1998), 'Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux. Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache'.

AFNOR (2005*a*), 'Essais de laboratoire sur les sols. Partie 1: Détermination de la teneur en eau'.

AFNOR (2005*b*), 'Essais de laboratoire sur les sols. Partie 12: Détermination des limites d'atterberg'.

AFNOR (2005*c*), 'Essais de laboratoire sur les sols. Partie 2: Détermination de la masse volumique d'un sol fin'.

AFNOR (2005*d*), 'Essais de laboratoire sur les sols. Partie 3: Détermination de la masse volumique des particules solides - méthode du pycnomètre'.

Agus, S. (2005), An experimental study on hydro-mechanical characteristics of compacted bentonite-sand mixtures, PhD thesis, Bauhaus-University Weimar.

Al-Mukhtar, M., Belanteur, N., Tessier, D. & Vanapalli, S. K. (1996), 'The fabric of a clay soil under controlled mechanical and hydraulic stress states', *Applied Clay Science* **11**(2-4), 99–115.

Alonso, E. & Alcoverro, J. (2002), Swelling, degradation of argillaceous rocks., *in* 'Third Unsaturated Soils Conference', Vol. 3, Recife Brazil. Keynote.

Amorosi, A. & Rampello, S. (1998), The influence of natural soil structure on the mechanical behaviour of a stiff clay, *in* A. Evangelista & L. Picarelli, eds, 'The geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks,', Balkema, Rotterdam, pp. 395–402.

Anagnostopoulos, A. G., Kalteziotis, N., Tsiambaos, G. K. & Kavvadas, M. (1991), 'Geotechnical properties of the corinth canal marls', *Geotechnical and Geological Engineering* **9**, 1–26.

Anandarajah, A. & Chen, J. (1995), 'Single correction function for computing retarded van der waals attraction', *J. Colloid and Interface Sci.*, **176**(2), 293–300.

Anandarajah, A. & Chen, J. (1997), 'Van der waals attractive force between clay particles in water and contaminants', *Soils and Foundations* **37**(2), 27–37.

Atkinson, J. (2007), 'Peak strength of overconsolidated clays', *Géotechnique* **57**(2), 127–135.

Atkinson, J. H. & Bransby, P. L. (1978), *The mechanics of soils: an introduction to critical state soil mechanics*, McGraw-Hill, London.

Attom, M., Abu-Zreig, M. & Obaidat, M. (2001), 'Changes in clay swelling and shear strength properties with different sample preparation techniques', *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, **24**, 157–163.

Aubertin, M., Bussiere, B. & Chapuis, R. P. (1996), 'Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines', *Canadian Geotechnical Journal* **33**(3), 470–482.

Baldi, G., Borsetto, M. & Hueckel, T. (1987), Calibration of mathematical -models for simulation of thermal, seepage and mechanical behaviour of boom clay, Final report EUR 10924 EN, contract N° 380-83-7 WAS I, ISMES, Viale G. Cesare 29, I - 24100 Bergamo, Italy.

Baldi, G., Hueckel, A., Peano, A. & Pellegrini, R. (1991), Developments in modelling of thermo-hydro-geomechanical behaviour of boom clay and clay-based buffer materials, Technical Report EUR 13964 EN, Commission of the European Communities.

Baldi, G., Hueckel, T. & Pellegrini, R. (1988), 'Thermal volume changes of the mineral-water system in low-porosity clay soils', *Canadian geotechnical journal* **25**(4), 807–825.

Baligh, M. M. (1985), 'Strain path method', *J. Geotech. Engng Div. Am. Sot. Cio. Engrs* **111**(GT9), 1108–1136.

Baligh, M. M., Azzouz, A. S. & Chin, C. T. (1987), 'Disturbances due to 'ideal' tube sampling', *J. Geotech. Engng Div., Am. Sot. Ciu. Engrs* **113**, 739–757.

Balson, P. S. (1989), Tertiary phosphorites in the southern north sea basin: origin, evolution and stratigraphic correlation, *in* J. P. Henriet, G. De Moor & M. De Batist, eds, 'The Quaternary and Tertiary geology of the Southern Bight, North Sea', Ministry of Economic Affairs - Belgian Geological Survey, pp. 51–70.

Barbour, S. L. & Fredlund, D. G. (1989), 'A review of the influence of clay-brine interaction on the geotechnical properties of ca-montmorillonitic clayey soils from western canada', *Canadian Geotechnical Journal* **26**(4), 920–934.

Barker, J. A. (1988), 'A generalized radial flow model for hydraulic tests in fractured rock', *Water resources research* **24**(10), 1796–1804.

Baron, A., Bernard, A. & Deloye, F. (1971), *L'analyse minéralogique des sols argileux*, Laboratoire Centrale de Ponts et Chaussées, LCPC, Paris.

Barrett, E. P., Joyner, L. G. & Halenda, P. P. (1951), 'The determination of pore volume and area distributions in porous substances. i computations from nitrogen isotherms', *Journal of the American Chemical Society* **73**(1), 373–380.

Basma, A. A., Al-Homoud, A. S. & Husein, A. (1995), 'Laboratory assessment of swelling pressure of expansive soils', *Applied Clay Science* **9**(5), 355–368.

Bastiaens, W., Bernier, F. & Li, X. L. (2007), 'Selfrac: Experiments and conclusions on fracturing, self-healing and self-sealing processes in clays', *Physics and Chemistry of the Earth* **32**(8–14), 600–615.

Baudet, B. & Stallebrass, S. (2004), 'A constitutive model for structured clays.', *Géotechnique* **54**(4), 269–278.

Belanteur, N., Tacherifet, S. & Pakzad, M. (1997), 'Étude des comportements mécanique, thermo-mécanique et hydro-mécanique des argiles gonflantes et non gonflantes fortement compactées', *Revue Française de Géotechnique* **78**, 31–50.

Bernier, F., Li, X. L. & Bastiaens, W. (2007), 'Twenty-five years' geotechnical observation and testing in the tertiary boom clay formation', *Géotechnique* **57**(2), 229–237.

Bernier, F., Volckaert, G., Alonso, E. & Villar, M. (1997), 'Suction-controlled experiments on boom clay', *Engineering Geology* **47**(4-6), 325–338.

Berre, T. (2010), 'Triaxial testing of soft rocks', *Geotechnical Testing Journal* **34**(1), 1–15.

Bishop, A. W., Kumapley, N. K. & El Ruwayih, A. (1975), 'The influence of pore water tension on the strength of a clay', *Phil. Trans. Royal Soc. London* **278**(1286), 511–554.

Bishop, A. W., Webb, D. L. & Lewin, P. I. (1965), 'Undisturbed samples of london clay from the ashford common shaft: Strength effective stress relationships', *Géotechnique* **15**, 1–31.

Bjerrum, L. (1967*a*), 'Engineering geology of norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings', *Géotechnique* **17**(2), 81–118.

Bjerrum, L. (1967*b*), 'Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay-shales', *Journal of Soil Mechanics and Foudation Divison* **93**(5), 3–49.

Bornert, M., Vales, F. andGharbi, H. & Nguyen, M. D. (2010), 'Multiscale full-field strain measurements for micromechanical investigations of the hydromechanical behaviour of clayey rocks', *Strain* **46**(1), 33–46.

Bossart, P., Meier, P. M., Moeri, A., Trick, T. & Mayor, J.-C. (2002), 'Geological and hydraulic characterisation of the excavation disturbed zone in the opalinus clay of the mont terri rock laboratory', *Engineering Geology* **66**, 19–38.

Bossart, P., Trick, T., Meier, P. M. & Mayor, J.-C. (2004), 'Structural and hydrogeological characterisation of the excavation-disturbed zone in the opalinus clay (mont terri project, switzerland)', *Applied Clay Science* **26**, 429– 448.

Bouazza, A., Van Impe, W. F. & Haegeman, W. (1996), 'Some mechanical properties of reconstituted boom clay', *Geotechnical and Geological Engineering* **14**, 341–352.

Brace, W. F. (1980), 'Permeability of crystalline and argilaceous rocks', *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* **17**, 241–251.

Bredehoeft, J. D. & Papadopulos, S. S. (1980), 'A method for determining the hydraulic properties of tight formations', *Water resources research* **16**, 233–238.

Bronders, J. (1992), Design study for a macropermeability test in an argillaceous formation (boom clay), Technical Report EUR 14478 EN, Commission of the European Communities.

Brooker, E. W. & Ireland, H. O. (1965), 'Earth pressures at rest related to stress history', *Canadian Geotechnical Jounal* **2**(1), 1–15.

Burland, J. B. (1990), 'On the compressibiity and shear strength of natural clays', *Géotechnique* **40**(3), 329–378.

Burland, J. B., Rampello, S., Georgiannou, V. N. & Calabresi, G. (1996), 'A laboratory study of the strength of four stiff clays', *Géotechnique* **46**(3), 491–514.

Burland, J. B. & Symes, M. (1982), 'A simple axial displacement gauge for use in the triaxial apparatus', *Géotechnique* **32**(1), 62–65.

Butterfield, R. (1979), 'A natural compression law for soils (an advance on e-log p')', *Géotechnique* **29**(4), 469–480.

Cafaro, F. & Cotecchia, F. (2001), 'Structure degradation and changes in the mechanical behaviour of a stiff clay due to weathering', *Géotechnique* **51**(5), 441 – 453.

Cafaro, F., Cotecchia, F. & Cherubini, C. (2000), Influence of weathering processes on the mechanical behaviour of an italian clay, *in* 'GeoEng2000', Melbourne, Australia.

Caillère, S. & Hénin, S. (1963), *La minéralogie des argiles*, Masson.

Calabresi, G. & Scarpelli, G. (1985), Effects of swelling caused by unloading in over-consolidated clays, *in* '11th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng', Vol. 1, San Francisco, pp. 411–414.

Cammaer, C., Cockaerts, G. & Schiltz, M. (2009), Drilling and géological report on-kallo-1, on-kallo-2, on-kallo-3, Technical Report Samsuffit R2009-01, ONDRAF/NIRAS.

Carlsson, H., Carlsson, L., Jamtlid, A., Nordlander, H., Olsson, O. & Olsson, T. (1983), 'Cross-hole techniques in a deep seated rock mass', *Bulletin of the International Association of engineering geology* **26-27**, 377–384.

Carman, P. C. (1956), *Flow of Gases through Porous Media*, Academic, New York.

Casagrande, A. & Carrillo, N. (1944), 'Shear failure on anisotropic materials', *Journal of the Boston Society of Civil Engineers* **31**, 74–87.

Casimir, H. B. C. & Polder, D. (1948), 'The influence of retardation of the london–van der waals forces', *Physical Review* **73**, 360–372.

Castellanos, E., Villar, M., Romero, E., Lloret, A. & Gens, A. (2008), 'Chemical impact on the hydro-mechanical behaviour of high-density febex bentonite.', *Physics and Chemistry of the Earth* **33**, S516–S526.

Chandler, R. J. (1972), 'Lias clay: weathering processes and their effect on shear strength', *Géotechnique* **22**(3), 403–431.

Chandler, R. J. (2000), 'Clay sediments in depositional basins: the geotechnical cycle (the 3rd glossop lecture)', *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* **33**(1), 5–39.

Chandler, R. J. (2010), 'Stiff sedimentary clays: geological origins and engineering properties', *Géotechnique* **60**(12), 891–902.

Chandler, R. J. & Apted, J. P. (1988), 'The effects of weathering on the strength of london clay', *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* **21**, 59–68.

Chapman, D. L. (1913), 'A contribution to the theory of electrocapillarity', *Philosophical Magazine* **25**(6), 475–481.

Chen, J. & Anandarajah, A. (1996), 'Van der waals attraction between spherical particles', *J. Colloid and Interface Sci.* **180**(2), 519–523.

Chen, J., Anandarajah, A. & Inyang, H. (2000), 'Pore fluid properties and compressibility of kaolinite', *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* **126**(9), 798–807.

Coll, C. (2005), Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d'ouvrage souterrains, PhD thesis, Université Joseph Fourier-Grenoble 1, Grenoble.

Coll, C., Collin, F., Radu, J. P., Illing, P., Schroeder, C. & Charlier, R. (2008), Longterm behavior of boom clay. influence of clay viscosity on the far field pore pressure distribution, Technical report, ULg.

Collins, K. & McGown, A. (1974), 'The form and function of microfabric features in a variety of natural soils', *Géotechnique* **24**(2), 223–254.

Coop, M. R., Atkinson, J. H. & R.N., T. (1995), Strength, yielding and stiffness of structured and unstructured soils, *in* '11th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engng', Vol. 1, Copenhagen, pp. 55–62.

Cotecchia, F. (1996), The effects of structure on the properties of an Italian Pleistogene clay, PhD thesis, University of London.

Cotecchia, F. & Chandler, R. (1997), 'The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay', *Géotechnique* **47**(3), 523 – 544.

Cotecchia, F. & Chandler, R. (2000), 'A general framework for the mechanical behaviour of clays', *Géotechnique* **50**(4), 431 – 447.

Crooks, J. H. A. & Graham, J. (1976), 'Geotechnical properties of the belfast estuarine desposits', *Géotechnique* **30**(2), 293–315.

Cuccovillo, T. & Coop, M. (1997), 'The measurements of local axial strains in triaxial tests using lvdts', *Géotechnique* **47**(1), 167–171.

Cui, Y. J. & Delage, P. (1996), 'Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt', *Géotechnique* **46**(2), 291–311.

Cui, Y. J., Delage, P. & Alzoghbi, P. (2003), 'Retention and transport of a hydrocarbon in a silt', *Géotechnique* **53**(1), 83–91.

Cui, Y. J., Le, T. T., Tang, A. M., Delage, P. & Li, X. L. (2009), 'Investigating the time dependent behaviour of boom clay under thermo-mechanical loading', *Géotechnique* **59**(4), 319–329.

Daupley, X. (1997), Etude du potentiel de l'eau interstitielle d'une roche argileuse et de relations entre ses propriétés hydriques et mécaniques. Application aux argilites de

Torcien de la région de Tournemire, PhD thesis, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, Géologie de l'Ingénieur.

Davy, C. A., Skoczylas, F., Barnichon, J. D. & Lebon, P. (2007), 'Permeability of macro-cracked argillite under confinement: gas and water testing', *Physics and Chemistry of the Earth* **32**(8–14), 667–680.

De Batist, M., De Bruyne, H., Henriet, J. P. & Mostaert, F. (1989), Stratigraphic analysis of the ypresian off the belgian coast, *in* J. P. Henriet, G. De Moor & M. De Batist, eds, 'The Quaternary and Tertiary geology of the Southern Bight, North Sea', Ministry of Economic Affairs - Belgian Geological Survey, Brussel, pp. 75–88.

De Beer, E. E. (1967), Shear strength characteristics of the boom clay, *in* 'Geotechnical Conference', Vol. 1, Oslo, pp. 83–88.

De Beer, E. E. (1971), 'Problèmes posés par la construction du tunnel sous l'escaut à anvers', *Sols et fondations* **83**(Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics).

De Craen, M., Beerten, K., Honty, M. & Gedeon, M. (2012), Geo-scientific evidence to support the i2 isolation function (geology & long-term evolution) as part of the safety and feasibility case 1 (sfc1), External report SCK•CEN-ER-184, 12/MDC/P-11, SCK•CEN, Boeretang 200, BE-2400 Mol, Belgium.

De Craen, M., Wang, L., Van Geet, M. & Moors, H. (2004), Geochemistry of boom clay pore water at the Mol site - status 2004, Scientific report SCK•CEN-BLG-990-04/MDC/P-48, SCK•CEN, Waste & Disposal Department, Boeretang 200, 2400 Mol, Belgium.

De Craen, M., Wemaere, I., Labat, S. & Van Geet, M. (2006), Geochemical analyses of boom clay pore water and underlying aquifers in the Essen-1 borehole, Technical Report SCK•CEN-ER-19. 06/MDC/P-47, SCK•CEN.

De Man, E. & Van Simaeys, S. (2004), 'Late oligocene warming event in the southern north sea basin: benthic foraminifera as paleotemperature proxies', *Netherlands Journal of Geosciences / Geologie en Mijnbouw* **83**(3), 227–239.

De Sloovere, P. (1983), Extensometer measurements in a cavity cooled down to -196°c, *in* 'Symposium International In situ testing', Vol. 2, Paris, pp. 481–491.

Decleer, J. & Viaene, W. (1993), 'Rupelian boom clay as raw material for expanded clay manufacturing', *Applied Clay Science* **8**(2-3), 111 – 128.

Decleer, J., Viaene, W. & Vandenberghe, N. (1983), 'Relationships between chemical, physical and mineralogical characteristics of the rupelian boom clay, belgium', *Clay Minerals* **18**(1), 1–10.

Dehandschutter, B., Sintubin, M., Vandenberghe, N., Vandycke, S., Gaviglio, P. & Wouters, L. (2002), Fracture analysis in the boom clay (urf, Mol, belgium), *in* 'the first Geologica Belgica International Meeting', Vol. 12, Aardk. Mededel, Leuven, pp. 245–248.

Dehandschutter, B., Vandycke, S., Sintubin, M., Vandenberghe, N., Gaviglio, P., Sizun, J. P. & Wouters, L. (2004), 'Microfabric of fractured boom clay at depth: a case study of brittle–ductile transitional clay behaviour', *Applied Clay Science* **26**, 389– 401.

Dehandschutter, B., Vandycke, S., Sintubin, M., Vandenberghe, N. & Wouters, L. (2005), 'Brittle fractures and ductile shear bands in argillaceous sediments: inferences from oligocene boom clay (belgium)', *Journal of Structural Geology* **27**, 1095–1112.

Delage, P. (2010), Lab results from the timodaz project, *in* 'TIMODAZ second training course: Impact of THMC processes in performance assessment', Barcelona.

Delage, P., Alzoghbi-Massaad, P. & Cui, Y. J. (2000), Air, water and oil transfers in an unsaturated compacted silt, *in* 'International symposium on physical modelling and testing in environmental geotechnics', La Baule, p. 61–68.

Delage, P. & Cui, Y. J. (2000), 'L'eau dans les sols non saturés', *Technique de l'Ingénieur* .

Delage, P., Le, T. T., Tang, A. M., Cui, Y. J. & Li, X. L. (2007), 'Suction effects in deep boom clay block samples', *Géotechnique* **57**(1), 239–244.

Delage, P. & Lefebvre, G. (1984), 'Study of the structure of a sensitive champlain clay and of its evolution during consolidation', *Canadian Geotechnical Journal* **21**(1), 21–35.

Deng, Y. F., Tang, A. M., Cui, Y. J., Nguyen, X. P., Li, X. L. & Wouters, L. (2011a), 'Laboratory hydro-mechanical characterisation of boom clay at Essen and Mol', *Physics and Chemistry of the Earth* **36**(17-18), 1878 – 1890.

Deng, Y. F., Cui, Y. J., Tang, A. M., Nguyen, X. P., Li, X. L. & Van Geet, M. (2011b), 'Investigating the pore-water chemistry effects on the volume change behaviour of boom clay', *Physics and Chemistry of the Earth* **36**(17-18), 1905 – 1912.

Deng, Y. F., Tang, A. M., Cui, Y. J. & Li, X. L. (2011c), 'Study on the hydraulic conductivity of boom clay', *Canadian Geotechnical Journal* **48**(10), 1491–1470.

Deng, Y., Tang, A. M., Nguyen, X. P. & Cui, Y.-J. (2010), Hydro-chemo-mechanical characterization of boom clays at Essen, Technical report, U.R. Navier/CERMES, Ecole des Ponts ParisTech.

Di Maio, C. (1996), 'Exposure of bentonite to salt solution: osmotic and mechanical effects', *Géotechnique* **46**(4), 695–707.

Di Maio, C. (1998), 'Discussion: Exposure of bentonite to salt solution: osmotic and mechanical effects. di maio, c., 1996. géotechnique 46 (4), 695-707', *Géotechnique* **48**(3), 433–436.

Di Maio, C. & Fenelli, G. B. (1994), 'Residual strength of kaolin and bentonite: the influence of their constituent pore fluid.', *Géotechnique* **44**(4), 211–226.

Di Maio, C., Santoli, L. & Schiavone, P. (2004), 'Volume change behavior of clays: the influence of mineral composition, pore fluid composition and stress state', *Mechanics of Materials* **36**, 435–451.

Doran, I. G., Sivakumar, V., Graham, J. & Johnson, A. (2000), 'Estimation of in situ stresses using anisotropic elasticity and suction measurements', *Géotechnique* **50**(2), 189–196.

Escoffier, S. (2002), Caractérisation expérimentale du comportement hydromécanique des argilites de Meuse/Haute-Marne, PhD thesis, INPL.

Eslinger, E. & Pevear, D. (1988), Clay minerals for petroleum geologists and engineers, *in* 'SEPM Short Course Notes', number 22, Society of Economic Paleontologists and Mineralogists, Tulsa, p. 405.

EURIDICE (2007), Rapport 2007, Technical report, EURIDICE.

Fearon, R. E. & Coop, M. (2000), 'Reconstitution-what makes an appropriate reference material?', *Géotechnique* **50**(4), 471–477.

Fernandez, F. & Quigley, R. M. (1985), 'Hydraulic conductivity of natural clays permeated with simple liquid hydrocarbons', *Canadian Geotechnical Journal* **22**(2), 205–214.

François, B., Laloui, L. & Laurent, C. (2009), 'Thermo-hydro-mechanical simulation of atlas in situ large scale test in boom clay', *Computers and Geotechnics* **36**, 626–640.

Gajo, A. & Loret, B. (2007), 'The mechanics of active clays circulated by salts, acids and bases', *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* **55**, 1762–1801.

Gajo, A. & Maines, M. (2007), 'Mechanical effects of aqueous solutions of inorganic acids and bases on a natural active clay', *Géotechnique* **57**(8), 687–699.

Gasparre, A. (2005), Advanced laboratory characterisation of London clay, PhD thesis, Imperial College London. Biblio Y1 Y2 Y3: page 56. Figure 2.30 page 102 Kinematic surfaces Y1 and Y2 of London clay: page 404. Figure 8.13 page 457.

Gasparre, A. & Coop, M. R. (2008), 'Quantification of the effects of structure on the compression of a stiff clay', *Canadian Geotechnical Journal* **45**, 1324–1334.

Geets, S. (1988), 'The evolution of the grain-size distribution in the sediments of the ieper formation in belgium', *Bulletin de la Société belge de Géologie* **97**(3-4), 451–456.

Geluk, M. C., Duin, E. J. T., Dusar, M., Rijkers, R. H. B., den Berg, M. W. V. & van Rooijen, P. (1994), 'Stratigraphy and tectonics of the roer valley graben', *Geologie en Mijnbouw* **73**, 129–141.

Gens, A. (2012), Geomechanics of argillaceous rocks for nuclear waste disposal, *in* 'International Post – TIMODAZ Workshop', Mont Terri rock laboratory, Saint-Ursanne, Switzerland.

Gouy, G. (1910), 'Sur la constitution de la charge electrique a la surface d'un electrolyte', *Anniue Physique (Paris)* **9**, 457–468.

Graham, J. (1972), Discussion on session 3, the meaning and measurement of basic soil parameters, *in* R. H. G. Parry, ed., 'Roscoe Memorial Symp. Cambridge, 1971', Henley on Thames: Foulis, pp. 388–389.

Graham, J. (1990), 'Influence of storage and reconsolidation procedures on clay properties', *Geotechnical Testing Jounal* **13**(4), 280–290.

Graham, J. & Au, V. C. S. (1985), 'Effects of freeze-thaw and softening on a natural clay at low stresses', *Canadian Geotechnical Journal* **22**(1), 69–78.

Graham, J., Crooks, J. H. A. & Lau, S. L. K. (1988), 'Yield envelopes : identification and geometric properties', *Géotechnique* **38**(1), 125–134.

Graham, J. & Houlsby, G. T. (1983), 'Anisotropic elasticity of a natural clay', *Géotechnique* **33**(2), 165–180.

Graham, J., Kwok, C. K. & Ambroise, R. W. (1987), 'Stress release, undrained storage, and reconsolidation in simulated underwater clay', *Canadian Geotechnical Jounal* **24**, 279–288.

Griffault, L., Merceron, T., Mossmann, J. R., Neerdael, B., De Cannière, P., Beaucaire, C., Daumas, S., Bianchi, A. & Christen, R. (1994), Project archimede-argile. acquisition et régulation de la chimie en milieu argileux, Rapport final Contract CEE N° F12W-CT92-0117, CEE.

Grim, R. E. (1968), *Clay Mineralogy*, 2nd edn, McGraw-Hill, New York.

Haggis, G. H., Hasted, J. B. & Buchanan, T. J. (1952), 'The dielectric properties of water in solutions', *Journal of Chemical Physics* **20**, 1452–1465.

Harris, F. E. & O'Konski, C. T. (1957), 'Dielectric properties of aqueous ionic solutions at microwave frequencies', *The Journal of Physical Chemistry* **61**, 310–319.

Hasted, J. B. & Roderick, G. W. (1958), 'Dielectric properties of aqueous and alcoholic electrolytic solutions', *Journal of Chemical Physics* **29**, 17–26.

Heilman, M. D., Carter, D. L. & L., G. C. (1965), 'The ethylene glycol monoethyl ether (egme) technique for determining soil-surface area', *Soil science* **100**(6), 409–413.

Henriet, J. P., De Batist, M., De Bruyne, H., Heldens, P., Huylebroeck, J. P., Mostaert, F., Sevens, E., Auffret, J. P. & D'Olier, B. (1989), Preliminary seismic-stratigraphic maps and type sections of the palaeogene deposits in the southern bight of the north sea, *in* J. P. Henriet, G. De Moor & M. De Batist, eds, 'The Quaternary and Tertiary geology of the Southern Bight, North Sea', Ministry of Economic Affairs - Belgian Geological Survey, Brussel, pp. 29–44.

Henrion, P. N., Monsecour, M., Fonteyne, A., Put, M. & De Regge, P. (1985), 'Migration of radionuclides in boom clay', *Radioactive Waste Management and the Nuclear Fuel Cycle* **6**(3-4), 313–359.

Hicher, P. Y., Wahyudi, H. & Tessier, D. (2000), 'Microstructural analysis of inherent and induced anisotropy in clay', *Mechanics of cohesive-frictional materials* **5**, 341–371.

Hight, D. W., Bond, A. J. & Legge, J. D. (1992), 'Characterization of the bothkennar clay: an overview', *Géotechnique* **42**, 303–347.

Hoek, E. & Brown, E. T. (1980), *Underground excavation in rock*, Institution of Mining and Metallurgy, London.

Homand, F., Giraud, A., Escoffier, S., Koriche, A. & Hoxha, D. (2004), 'Permeability determination of a deep argillite in saturated and partially saturated conditions', *International Journal of Heat and Mass Transfer* **47**, 3517–3531.

Homand, F., Shao, J., Giraud, A., Auvray, C. & Hoxha, D. (2006), 'Pétrofabrique et propriétés mécaniques des argilites', *Comput. Rend. Geosci.* **338**(12–13), 882–891.

Honty, M. & De Craen, M. (2009), Mineralogy of the boom clay in the Essen-1 borehole, Technical Report SCK•CEN-ER-87. 09/MHo/P-35, SCK•CEN.

Horseman, S., Winter, M. & Entwistle, D. (1987), Geotechnical characterization of boom clay in relation to the disposal of radioactive waste, Technical report, Commission of the European Communities, EUR 10987.

Houlsby, G. T. (1979), 'The work input to a granular material', *Géotechnique* **29**(3), 354–358.

Houlsby, G. T. (1981), A study of plasticity theories and their applicability to soils, PhD thesis, University of Cambridge.

Houlsby, G. T. (1997), 'The work input to an unsaturated granular material', *Géotechnique* **47**(1), 193–196.

Houlsby, G. T., Wroth, C. P. & Wood, D. M. (1982), Predictions of the results of laboratory tests on a clay using a critical state model, *in* G. Gudehus, F. Darve & I. Vardoulakis, eds, 'Int. Workshop Constitutive Relations for Soils', Grenoble.

Hughes, J. M. O., Wroth, C. P. & Windle, D. (1977), 'Pressuremeter tests in sands', *Géotechnique* **27**(4), 455–477.

Hvorslev, M. J. (1937), "uber die festigkeitseigenschaften gestijrter bindiger bdden" ("on the physical properties of remoulded cohesive soils "), *in* 'Ingeniorvidenskabelige Skrifter. A.', number 45, p. 159.

INISMa (1998), Rapport d'essai n°74.252, Technical report, Institut National Interuniversitaire des Silicates, sols et Matériaux.

Iwasaki, Y. T., Hashimoto, T., Hongo, T., Hirayama, H. & Murakami, S. (1977), On the undisturbed sampling of stiff clay, *in* '9th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng. Speciality Session No. 2, Soil Sampling', Tokyo, pp. 57–62.

Jakubick, A. T. & Franz, T. (1993), 'Vacuum testing of the permeability of the excavation damaged zone', *Rock Mech. Rock Eng.* **26**(2), 165– 182.

Jaky, J. (1944), 'The coefficient of earth pressure at rest', *J. of the Society of Hungarian Engineers and Architects* pp. 355–358.

Jardine, R. (1995), One perspective of the pre-failure deformation characteristics of some geomaterials, *in* 'Int. conference on the prefailure deformation characteristics of geomaterials', Vol. 2, Hokkaido, Japan, pp. 855–885.

Jardine, R. J. (1992), 'Some observations on the kinematic nature of soil stiffness', *Soils and Foundations* **32**(2), 111–124.

Jardine, R. J., Fourie, A., Maswoswe, J. & Burland, J. B. (1985), Field and laboratory measurements of soil stiffness, *in* '11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engng, San Francisco', Vol. 2, Rotterdam: Balkema, pp. 511–514.

Jardine, R. J., Gens, A., Hight, D. W. & Coop, M. R. (2004), Development in understanding soil behaviour, *in* R. J. Jardine, D. M. Potts & K. G. Higgins, eds, 'The Skempton Conference: Advances in Geotechnical Engineering', Thomas Telford, London, pp. 103–206.

Jardine, R. J., Symes, M. J. & Burland, J. B. (1984), 'The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus.', *Géotechnique* **34**(3), 323–340.

Jovicic, V. & Coop, M. (1998), 'The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender element tests in triaxial apparatus .', *Geotechnical Testing Journal* **21**(1), 3–10.

Kaczmarek, M. & Hueckel, T. (1998), 'Chemo-mechanical consolidation of clays: analytical solutions for a linearized one dimensional problem', *Tranport in Porous Media* **32**, 49–74.

Karl, L. (2005), Dynamic soil properties out of SCPT and bender element tests with emphasis on material damping, PhD thesis, Ghent University.

Karnland, O., Pusch, R. & Sandén, T. (1992), The importance of electrolyte on the physical properties of mx-80 bentonite, Technical Report Report AR 92-35, SKB, Stockholm. in Swedish.

Kasse, C. (1988), Early Pleistocene tidal and fluviatile environments in the Southern Netherlands and northern Belgium, PhD thesis, Free University Press, Amsterdam, The Netherlands.

King, C. (1981), 'The stratigraphy of the london clay and associated deposits', *Tertiary Research Special Paper* **6**, 1–158.

Komine, H. (2004), 'Simplified evaluation for swelling characteristics of bentonites', *Engineering Geology* **71**(3-4), 265 – 279. Backfill materials;.

Kozeny, J. (1927), 'Ueber kapillare leitung des wassers im boden', *Sitzungsberichte der Akademie derWissenschaften inWien* **136(2a)**, 271–306. in German.

Kuwano, R., Connolly, T. M. & Jardine, R. J. (2000), 'Anisotropic stiffness measurements in a stress-path triaxial cell', *Geotechnical Testing Journal* **23(**2), 141–157.

La Rochelle, P. & Lefebvre, G. (1971), 'Sampling disturbance in champlain clays', *Sampling of Soil and Rock. ASTM Spec. Tech. Pub.* **483**, 143–163.

La Rochelle, P., Sarrailh, J., Tavanas, F., Roy, M. & Leroueil, S. (1981), 'Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils', *Canadian Geotechnical Jounal* **18**(1), 52–66.

Labat, S., Marivoet, J., Wemaere, I. & Maes, T. (2008), Essen-1 borehole of the hydro/05neb campaign: technical aspects and hydrogeological investigations, Technical Report KNT 90 00 1384, SCK•CEN.

Lacasse, S., Berre, T. & Lefebvre, G. (1985), Block sampling of sensitive clays, *in* '11th Int. Cant Soil Mech. Fdn', San Francisco 2, pp. 887–892.

Ladd, C. C. & Martin, R. T. (1967), The effects of pore fluid on the undrained strength of kaolinite, Research report r67–15, Massachusetts Institute of Technology Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA.

Lagny, C. (1996), Comportement mécanique des sols fins sous fortes contraintes et fortes pressions négatives, PhD thesis, Ecole Centrale Paris.

Lalieux, P. & Van Geet, M. (2011), The future roles of hades url in the belgian geological disposal programme, *in* 'HADES 30 years of underground research laboratory', ONDRAF, Antwerp, Belgium.

Lambe, T. W. & Whitman, R. V. (1969), *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons Inc., New York.

Landa, L. M. (2004), Metodología para la modelación hidrogeológica de medios fracturados, PhD thesis, Universitat politècnica de Catalunya, Barcelona.

Larsson, R. (1981), Drained behaviour of swedish clays, Technical Report Report 12, Swedish Geotech. Inst.

Le, T. T. (2008), Comportement Thermo-Hydro-Mécanique de l'argile de Boom, PhD thesis, Ecole des Ponts ParisTech, France.

Le, T. T., Cui, Y. J., Munoz, J. J., Delage, P., Tang, A. M. & Li, X. L. (2011), 'Studying the stress-suction coupling in soils using an oedometer equipped with a high capacity tensiometer', *Front. Archit. Civ. Eng. China* **5**(2), 160–170.

Le, T. T., Lima, A., Delage, P., Romero, E., Cui, Y. J., Gens, A., Tang, A. M. & Li, X. L. (2008), Water retention properties of boom clay. a comparison between different experimental techniques., *in* '1st European Conference on Unsaturated Soils – Advances in Geo-engineering', Taylor and Francis Group, London, Durham, United Kingdom, pp. 229–234.

Leroueil, S., Bouclin, G., Tavenas, F., Bergeron, L. & Rochelle, L. R. (1990), 'Permeability anisotropy of natural clays as a function of strain', *Canadian Geotechnical Journal* **27**(5), 568–579.

Leroueil, S., Magnan, J. P. & Tavenas, F. (1990), *Embankments on soft clays*, Ellis Horwood Ltd, Chichester, UK.

Leroueil, S., Tavenas, F. & Locat, J. (1984), 'Correlations between index tests and the properties of remoulded clays', *Géotechnique* **35**(2), 223–229.

Leroueil, S. & Vaughan, P. R. (1990), 'The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks', *Géotechnique* **40**(3), 467–488.

Li, X., Bernier, F., Vietor, T. & Lebon, P. (2007), Timodaz, Technical Report FI6W-CT-036449, European commission community research.

Lifshitz, E. M. (1956), 'The theory of Molecular attractive forces between solids', *Soviet Physics* **73**, 73–82.

Lima, A. (2011), Themo-Hydro-Mechanical behaviour of two deep Belgian clay formations: Boom and Ypresian clays, PhD thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Spain.

Lima, A., Romero, E., Pina, Y., Gens, A. & Li, X. (2012), Water retention properties of two deep belgian clay formations, *in* C. Mancuso, C. Jommi & F. D'Onza, eds, 'Unsaturated Soils: Research and Applications', Springer, pp. 179–184.

Lo, K. Y. & Hinchberger, S. D. (2006), Stability analysis accounting for macroscopic and microscopic structures in clays, *in* '4th International conference on soft soil engineering', number October, Vancouver, Canada.

Loret, B., Hueckel, T. & Gajo, A. (2002), 'Chemo-mechanical coupling in saturated porous media: elastic–plastic behaviour of homoionic expansive clays', *International Journal of Solids and Structures* **39**, 2773–2806.

Lupini, J. F., Skinner, A. E. & Vaughan, P. R. (1981), 'The drained residual strength of cohesive soils', *Géotechnique* **31**(2), 181–213.

Magnan, J.-P. (2000), *Cours de mécanique des sols et des roches*, ENPC.

Magnan, J. P., Shahanguian, S. & Josseaume, H. (1982), 'Etude en laboratoire des états limites d'une argile Molle organique', *Revue Française de Géotechnique* **20**, 13–19.

Marcial, D., Delage, P. & Cui, Y. J. (2002), 'On the high stress compression of bentonites', *Canadian Geotechnical Journal* **39**, 1–9.

Mayne, P. W. & Kulhawy, F. H. (1982), 'K0 - ocr relationships in soil', *Journal of the Geotechnical Engineering Division* **108**(GT6), 851–872.

McCleland, B. (1967), 'Progress of consolidation in delta front and prodelta clays of the mississippi river', *Marine Géotechnique* pp. 22–40.

McNeal, B. L. & Coleman, N. T. (1966), 'Effect of solution composition on soil hydraulic conductivity', *Soil Science Society of America Journal* **30**(3), 308–312.

Mengé, P. (2001), Soil investigation results at sint-katelijne-waver (belgium), *in* A. E. Holeyman, ed., 'Screw Piles - Installation and Design in Stiff Clay', Swets & Zeitlinger B. V., Lisse, The Netherlands, Brussels, Belgium, p. 19–62.

Mertens, J., Vanderberghe, N., Wouters, L. & Sintubin, M. (2003), The origin and development of joints in the boom clay formation (rupelian) in belgium, *in* P. Van Rensbergen, R. R. Hillis, A. J. Maltman & C. K. Morley, eds, 'Subsurface sediment mobilization', Vol. Special Publication 216, Geological Society, pp. 309–321.

Mesri, G., Kwan Lo, D. O. & Feng, T.-W. (1994), Settlement of embankments on soft clays, *in* 'Proceedings of the Conference on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. Part 2 (of 2)', Vol. 1, College Station, TX, USA, pp. 8 – 56.

Michalowski, R. L. (2005), 'Coefficient of earth pressure at rest', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **131**(11), 1429–1433.

Mitchell, J. K. & Soga, K. (2005), *Fundamentals of soil behavior*, John Wiley & Sons, Inc.

Mitchell, R. J. (1970), 'On the yielding and.mechanical strength of leda clay', *Canadian Geotechnical Journal* **7**(3), 297–312.

Mitchell, R. J. & Wong, K. K. (1973), 'The generalized failure of an ottawa valley champlain sea clay', *Canadian Geotechnical Journal* **10**, 607–616.

Mohajerani, M. (2011), Etude expérimentale du comportement thermo-hydro-mécanique de l'argilite du Callovo-Oxfordien, PhD thesis, École des Ponts ParisTech - Université Paris-Est.

Mohajerani, M., Delage, P., Monfared, M., Tang, A. M., Sulem, J. & Gatmiri, B. (2011), 'Oedometric compression and swelling behaviour of the callovo-oxfordian argillite', *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* **48**(4), 606–615.

Moore, C. & Mitchell, J. (1974), 'Electromagnetic forces and soil strength', *Géotechnique* **24**(4), 627 – 640.

Moulin, G. (1989), 'Caractérisation de l'état limite de l'argile de pornic', *Canadian Geotechnical Journal* **26**, 705–717.

Musso, G., Romero, M. E., Gens, A. & Castellanos, E. (2003), 'The role of structure in the chemically induced deformations of febex bentonite', *Applied Clay Science* **23**, 229–237.

Nagaraj, H. B., Munnas, M. M. & Sridharan, A. (2009), 'Critical evaluation of determining swelling pressure by swell-load method and constant volume method', *Geotechnical Testing Journal, ASTM* **32**, 305–314.

Naumann, M., Hunsche, U. & Schulze, O. (2007), Experimental investigations on anisotropy in dilatancy, failure and creep of opalinus clay, *in* 'Clay in Natural and Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement', Vol. 32 of *Part 2*, Physics and Chemistry of the Earth, pp. 889–895.

NEA (2003), Safir 2: Belgian r&d programme on the deep disposal of high-level and long-lived radioactive waste. an international peer review, Technical report, Nuclear Energy Agency. Orgnisation for Economic Cooperation and Development.

Neerdael, B. (1984), Lentille "sableuse" au sein de l'argile de boom – forage de reconnaissance, Inner report C84/46/D6350/BN/lsb/R/123, SCK•CEN, Geotechnology.

Neuzil, C. E. (1994), 'How permeable are clays and shales?', *Water resources research* **30**(2), 145–150.

Nguyen, A. M. (2006), An investigation of the anisotropic stress-strain-strength characteristics of an Eocene clay, PhD thesis, Imperial College London.

OECD-NEA (2000), *Porewater Extraction from Argillaceous Rocks for Geochemical Characterisation. Methods and Interpretations*, number August, OECD Publishing.

Olson, R. O. & Mesri, G. (1970), 'Mechanisms controlling compressibility of clays', *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers* **6**, 1863–1878.

ONDRAF (2001), Safety assessment and feasibility interim report 2, Technical Report SAFIR2, ONDRAF.

Peters, S. M. & Smith, D. W. (2004), 'The influence of advective transport on coupled chemical and mechanical consolidation of clays', *Mechanics of Materials* **36**, 451–453.

Picarelli, L. (1991), 'Discussion on the paper: "the general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks" by s. leroueil and pr vaughan', *Géotechnique* **40**(2), 281–284.

Pina, D. Y. E. (2011), Themo-hydro-mechanical behavior of ypresian clay, Master's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

Piriyakul, K. (2006), Anisotropic Stress-Strain Behaviour of Belgian Boom Clay in the Small Strain Region, PhD thesis, Ghent University, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering (TW15), Laboratory of Geotechnics.

Pusch, R. (2001), Experimental study of the effect of high porewater salinity on the physical properties of a natural smectitic clay, Technical Report Technical Report TR-01-07, SKB, Stockholm.

Push, R. (2001), Experimental study of the effect of high porewater salinity on the physical properties of a natural smectitic clay, Technical Report Technical Report TR-01-07, SKB, Stockholm.

Rao, S. M. & Sridharan, A. (1985), 'Mechanism controlling the volume change behavior of kaolinite', *Clays and clay Minerals* **33**(4), 323–328.

Rao, S. M. & Thyagaraj, T. (2007), 'Swell-compression behavior of compacted clays under chemical gradients', *Canadian Geotechnical Journal* **44**, 520–532.

Raymond, G. P., Townsend, D. L. & Lojkacek, M. J. (1971), 'The effect of sampling on the undrained soil properties of the leda soil', *Canadian Geotechnical Jounal* **8**(4), 546–557.

Rhattas, A. (1994), Transfert de masse dans les matériaux argileux à faible porosité. Analyse théorique et résultats expérimentaux, PhD thesis, Université d'Orléans.

Robinet, J. C., Rahbaoui, A., Plas, F. & Lebon, P. (1996), 'A constitutive thermomechanical model for saturated clays', *Engineering Geology* **41**, 145–169.

Rolfe, P. F. & Aylmore, L. A. G. (1977), 'Water and salt flow through compacted clays: I. permeability of compacted illite and montmorillonite', *Soil Science Society of America Journal* **41**, 489–495.

Rolo, R. (2003), The anisotropic stress-strain-strength behaviour of brittle sediments, PhD thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.

Romero, E. (1999*a*), 'Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated boom clay', *Engineering geology* **54**, 117–127.

Romero, E. & Simms, P. H. (2008), 'Microstructure investigation in unsaturated soils: A review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy', *Geotechnical and Geological Engineering* **26**, 705–727.

Romero, M. E. (1999*b*), Characterisation and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study, PhD thesis, Universitat Politècnica de Catalunya.

Sabet, M. A. (1991), *Contribution in PetroleumGeology and Engineering*, Vol. Volume 8: Well test analysis, Gulf Professional Publishing.

Sangrey, D. A. (1972), 'Naturally cemented sensitive soils', *Géotechnique* **22**(1), 139–152.

Schittekat, J., Henriet, J. P. & Vandenberghe, N. (1983), Geology and geotechnique of the scheldt surge barrier. characteristics of an overconsolidated clay, *in* '8th International Harbour Congress', Vol. 2, p. 121–135.

Schmidt, B. (1966), 'Earth pressures at rest related to stress history. discussion', *Canadian Geotechnical Jounal* **3**(4), 239–242.

Schofield, A. & Wroth, P. (1968), *Critical state soil mechanics*, McGraw-Hill.

SDR (1999), Mineralogy and chemistry analysis project Doel 1a and 2b, Technical report, Schlumberger-Doll Research.

Sides, G. & Barden, L. (1970), 'The microstructure of dispersed and flocculated samples of kaolinite, illite and montmorillonite', *Canadian Geotechnical Journal* **8**, 391–399.

Siemens, G. & Blatz, J. (2009), 'Evaluation of the influence of boundary confinement on the behaviour of unsaturated swelling clay soils', *Canadian Geotechnical Journal* **46**(3), 339–356.

Sillen, X. & Marivoet, J. (2007), Thermal impact of a hlw repository in clay. deep disposal of vitrified high-level waste and spent fuel, Technical Report SCK•CEN-ER-38 07/XSi/P-16, SCK•CEN, Unit Performance Assessments, Boeretang 200, 2400 Mol, Belgium.

Skempton, A. W. (1964), 'Long term stability of clay slopes', *Géotechnique* **14**(2), 77–101.

Skempton, A. W. (1970), 'The consolidation of clays by gravitational compaction', *Q. J. Geol. Sot.* **125**, 373–411.

Sridharan, A. & Nagaraj, H. B. (2005), 'Hydraulic conductivity of reMolded fine-grained soils versus index properties', *Geotechnical and Geological Engineering* **23**(1), 43–60.

Sridharan, A. & Rao, G. V. (1973), 'Mechanisms controlling volume change of saturated clays and the role of the effective stress concept', *Géotechnique* **23**(3), 359–382.

Sridharan, A., Sreepada Rao, A. & Sivapullaiah, P. V. (1986), 'Swelling pressure of clays', *Geotechnical Testing Journal* **9**(1), 24–33.

Steurbaut, E. (1992), 'Integrated stratigraphic analysis of lower rupelian deposits (oligocene) in the belgian basin', *Annales de la Société Géologique de Belgique* **115**(1), 287–306.

Steurbaut, E. (1998), 'High-resolution holostratigraphy of middle paleocene to early eocene strata in belgium and adjacent areas', *Palaeontographica Abteilung A* **247**(5-6), 91–156.

Steurbaut, E. (2006), Ypresian, *in* L. Dejonghe, ed., 'Current status of chronostratigraphic units named from Belgium and adjacent areas', Vol. 9, Geologica Belgica, Brussels, pp. 73–93.

Studds, P. G., Stewart, D. I. & Cousens, T. W. (1998), 'The effects of salt solutions on the properties of bentonite–sand mixtures', *Clay Minerals* **33**, 651–660.

Sultan, N. (1997), Etude du comportement thermo-mécanique de l'argile de Boom: expériences et modélisation, PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Sultan, N., Cui, Y. J. & Delage, P. (1998), Swelling properties of boom clay, *in* Yanagisawa, Moroto & Mitachi, eds, 'Problematic Soils', Balkema, Rotterdam, pp. 253–256.

Sultan, N., Cui, Y. J. & Delage, P. (2010), 'Yielding and plastic behaviour of boom clay', *Géotechnique* **60**(9), 657–666.

Takahashi, A., Jardine, R. J. & Dennis, W. H. (2005), Swelling effects on mechanical behaviour of natural london clay, *in* '16th Int. Conf. Soil Mech', Osaka.

Tang, C. S., Tang, A. M., Cui, Y. J., Delage, P. & Sshroeder, C., D. L. E. (2011), 'Investigating the swelling pressure of compacted crushed-callovo-oxfordian argillite', *Physics and Chemistry of the Earth* **36**(17-18), 1857–1866.

Tavenas, F., Jean, P., Leblond, J. & Leroueil, S. (1983), 'The permeability of natural soft clays part ii: permeability characteristics', *Canadian Geotechnical Journal* **20**(4), 645–660.

Tavenas, F. & Leroueil, F. . (1979), 'Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles', *Revue Française de Géotechnique* **6**, 27–49.

Tavenas, F. & Leroueil, S. (1977), Effects of stresses and time on yielding of clays, *in* 'Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. & Fdn Engng', Vol. 1, Tokyo, pp. 319–326.

Tavenas, F. & Leroueil, S. (1990), Laboratory and in situ stress-strain-time behaviour of soft clays - state-of-the-art paper, *in* 'Int. Symp. Geotech. Engng Soft Soils', Mexico City 2.

Taylor, D. W. (1948), *Fundamentals of soil mechanics*, John Wiley and Sons Inc., Upper Saddle River, New York.

Terzaghi, K. (1941), 'Undisturbed clay samples and undisturbed clays', *J. Boston Soc. Civ. Engrs* **28**(3), 211–231.

Terzaghi, K. (1943), *Theorical soil mechanics*, John Wiley, New York.

Tran, N. L. (1980), 'L'essai au bleu de méthylène un progrès dans la mesure et le contrôle de la propreté des granulats', *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées* **107**, 130–135.

UCLouvain (1998), Rapport d'essai forage Doel-1a, Technical report, Laboratoire du Génie Civil, Université Catholique de Louvain.

Valès, F. (2008), Modes de déformation et d'endommagement de roches argileuses profondes sous sollicitations hydro-mécaniques, PhD thesis, Ecole Polytechnique, Paris.

Van Baelen, H., Wouters, L., Brassinnes, S., Vandenberghe, N. & Geet, M. V. (2012), The ypresian clays as alternative host rock for radioactive waste disposal in belgium. a transferability study, *in* '5th international meeting: Clays in natural and engineered barriers for radioactive waste confinement', Montpellier.

Van Impe, W. F. (1993), Boom clay for storage of nuclear waste, *in* 'Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks', Vol. 3, Athen, pp. 1885–1895.

Van Marcke, P. (2009), Existing information on the ypresian clays, *in* 'Meeting on the THMC characterisation of Ypresian clays'.

Van Marcke, P. & Laenen, B. (2005), The ypresian clay as possible host rock for radioactive waste disposal: An evaluation, Technical report, ONDRAF.

Van Olphen, H. (1977), *An Introduction to Clay Colloid Chemistry*, 2 edn, Wiley Interscience, New York.

Van Simaeys, S. & Vandenberghe, N. (2006), Rupelian, *in* L. Dejonghe, ed., 'Current status of chronostratigraphic units named from Belgium and adjacent areas', Vol. 9, Geologica Belgica, Brussels, pp. 95–101.

Vandenberghe, N. (1978), Sedimentology of the boom clay (rupelian) in belgium, *in* 'Verhandelingen van de Koninklijke Academie voor Wetenschappen, Letteren en Schone Kunsten van België, Klasse der Wetenschappen', Vol. 40, Paleis der Academieen, Brussel, p. 147.

Vandenberghe, N. (2011), Qualitative & quantitative mineralogical analyses of ypresian clay, Technical report, KU Leuven.

Vandenberghe, N., H., H., van den Bosch, M., Verstraelen, A., Leroi, S., Steurbaut, E., Prüfert, J. & Laga, P. (2001), Stratigraphical correlation by calibrated well logs in the rupel group between north belgium, the lower-rhine area in germany and southern limburg and the achterhoek in the netherlands, *in* 'Seventh Biannual Meeting of the Regional Committees of Northern Neogene and Paleogene Stratigraphy', Vol. 11, Aardkundige Mededeling 2011, p. 69–84.

Vandenberghe, N., Laenen, B., Echelpoel, E. V. & Lagrou, D. (1997), 'Cyclostratigraphy and climatic eustasy. example of the rupelian stratotype', *Comptes Rendus de l' Académie des Sciences* **325**(5), 305–315.

Vandenberghe, N., Laga, P., Steurbaut, E., Hardenbol, J. & Vail, P. R. (1998), Tertiary sequence stratigraphy at the southern border of the north sea basin in belgium, *in* P. De Graciansky, J. Hardenbol, T. Jacquin & P. R. Vail, eds, 'Mesozoic and Cenozoic sequence stratigraphy of European basins.', Vol. 60 Spec. PubI., SEPM, pp. 119–154.

Vandenberghe, N. & Van Echelpoel, E. (1987), 'Field guide to the rupelian stratotype', *Bulletin de la Société belge de Géologie* **96**, 325–337.

Vandenberghe, N., Van Simaeys, S., Steurbaut, E., Jagt, J. W. M. & Felder, P. J. (2004), 'Stratigraphic architecture of the upper cretaceous and cenozoic along the southern border of the north sea basin in belgium', *Netherlands Journal of Geosciences* **83**, 155–171.

Vaughan, P. (1997), Engineering behaviour of weak rocks: some answers and some questions, *in* 'Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks', Balkema, pp. 1741–1765.

Vaughan, P. R., Hight, D. W., Sodha, V. G. & Walbanke, H. J. (1978), 'Factors controlling the stability of clays fills in britain', *Clay Fills* pp. 203–217.

Villar, M. & Lloret, A. (2008), 'Influence of dry density and water content on the swelling of a compacted bentonite', *Applied Clay Science* **39**(1-2), 38–49.

Villar, M. V. (2002), Thermo-hydro-mechanical characterisation of a bentonite from cabo de gata. a study applied to the use of bentonite as sealing material in high level radioactive waste repositories, Technical Report Publicación Técnica ENRESA, ENRESA, Madrid.

Villar, M. V. (2005), Mx-80 bentonite. thermo-hydro-mechanical characterisation performed at ciemat in the context of the prototype project., Technical Report Informes Técnicos 1053, CIEMAT, Madrid.

Vitone, C. & Cotecchia, F. (2011), 'The influence of intense fissuring on the mechanical behaviour of clays', *Géotechnique* **61**(12), 1003 – 1018.

Vitton, S. J. & Sadler, L. Y. (1997), 'Particle-size analysis of soils using laser light scattering and x-ray absorption technology', *Geotechnical Testing Journal* **20**(1), 63–73.

Volckaert, G., Bernier, F., Alonso, E., Gens, A., Sarnperf, J., Villar, M., Martin-Martin, P. L., Cuevas, J., Campos, R., Thomas, H., Irnbert, C. & Zingarelli, V. (1996), Thermal-hydraulic-mechanical and geochemical behaviour of the clay barrier in radioactive waste repositories (model development and validation), Final report EUR 16744 EN, European Commission.

Volckaert, G., Bernier, F., Sillen, X., van Geet, M., Mayor, J. C., Göbel, I., Blümling, P., Frieg, B. & Su, K. (2005), Similarities and differences in the behaviour of plastic and indurated clays, *in* 'Euradwaste '04 - Radioactive waste management community

policy and research initiatives', number 29-31 March 2004 *in* 'Geological Disposal and Research Networking (Sessions VI to VIII)', Luxembourg, pp. 281–291.

Wahid, A. S., Gajo, A. & Di Maggio, R. (2011*a*), 'Chemo-mechanical effects in kaolinite. part 1: prepared samples', *Géotechnique* **61**(6), 439–447.

Wahid, A. S., Gajo, A. & Di Maggio, R. (2011*b*), 'Chemo-mechanical effects in kaolinite. part 2: exposed samples and chemical and phase analyses', *Géotechnique* **61**(6), 449–457.

Wakim, J. (2005), Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses, PhD thesis, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.

Walraevens, K. & Mahauden, M. (1998), Mineralogische, geochemische en chemische analyse van de leperiaan-kleien uit boring Doel-1, Technical Report TGO 97/05, LTGH, Universiteit Gent.

Wan, A. W. L. (1996), The use of thermocouple psychrometers to measure in situ suctions and water content in compacted clays, PhD thesis, University of Manitoba.

Wang, P. & Anderko, A. (2001), 'Computation of dielectric constants of solvent mixtures and electrolyte solution', *Fluid phase equilibria* **186**, 203–122.

Wang, Q., Tang, A. M., Cui, Y.-J., Delage, P. & Gatmiri, B. (2012), 'Experimental study on the swelling behaviour of bentonite/claystone mixture', *Engineering Geology* **124**(1), 59 – 66.

Ward, W. H., Samuels, S. G. & Butler, M. E. (1959), 'Further studies of the properties of london clay', *Géotechnique* **9**(2), 33–58.

Webster, S. (2011), The strategic role of euratom in national rd&d programmes for geological disposal, *in* 'HADES 30 years of underground research laboratory', ONDRAF, Antwerp, Belgium.

Wemaere, I., Marivoet, J. & Labat, S. (2008), 'Hydraulic conductivity variability of the boom clay in north-east belgium based on four core drilled boreholes', *Physics and Chemistry of the Earth* **33**, 24–36.

Wenk, H.-R., Voltolini, M., Mazurek, M., Van Loon, L. R. & Vinsot, A. (2008), 'Preferred orientations and anisotropy in shales: Callovo-oxfordian shale (france) and opalinus clay (switzerland)', *Clays and Clay Minerals* **56**(3), 285–306.

Wheeler, S. J., Naatanen, A., Karstunen, M. & Lojander, M. (2003), 'An anisotropic elastoplastic model for soft clays', *Canadian Geotechnical Journal* **40**(2), 403–418.

Wouters, L. & Van Calster, P. (1995), 'Présentation de la géologie régionale du nord de la france et de la flandres méridionale', *Revue Française de Géotechnique* **70**, 25–36.

Wu, T. H. (1958), 'Geotechnical properties of glacial lake clays', *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs* **84**(SM3), 1732.

Yu, L., Gedeon, M., Wemaere, I., Marivoet, J. & De Craen, M. (2011), Boom clay hydraulic conductivity. a synthesis of 30 years of research, External report SCK•CEN-ER-122 11/Lyu/P-24, SCK•CEN, Boeretang 200, 2400 Mol, Belgium.

Yukselen-Aksoy, Y., A., K. & Ören A. H. (2008), 'Seawater effect on consistency limits and compressibility characteristics of clays', *Engineering Geology* **102**, 54–61.

Zeelmaekers, E. (2011), Computerized qualitative and quantitative clay mineralogy: introduction and application to known geological cases, PhD thesis, KU Leuven, Belgium.

Zeelmaekers, E., M., H., Derkowski, A., De Craen, M., Vandenberghe, N. & van Geet, M. (2010), A new and improved methodology for qualitative and quantitative mineralogical analysis of boom clay, *in* 'Clays in natural & engineered barriers for radioactive waste confinement, 4th International meeting', Nantes, France, pp. 73–74.

Zhang, C. L., Rothfuchs, T., Su, K. & Hoteit, N. (2007), 'Experimental study of the thermohydro-mechanical behaviour of indurated clays', *Physics and Chemistry of the Earth* **32**, 957–965.

Zhang, C. & Rothfuchs, T. (2004), 'Experimental study of the hydro-mechanical behaviour of the callovo- oxfordian argillite', *Applied Clay Science* **26**(1-4), 325–336.