ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

CERMES

THESE

Pour obtenir le grade de

Docteur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

Discipline : Géotechnique

Présentée et soutenue publiquement par

LE Trung Tinh

Le 31 Janvier 2008

Titre

Comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom

Directeur de thèse :

Yu-Jun CUI

JURY

Pierre Delage	Ecole Nationale des Ponts et Chaussées	Président
Robert Charlier	Université de Liège	Rapporteur
Lyesse Laloui	Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne	Rapporteur
Xiang-Ling Li	EURIDICE	Examinatrice
Moulay Said El Youssoufi	Université Montpellier 2	Examinateur
Enrique Romero	Universitat Politècnica de Catalunya	Examinateur
Yu-Jun Cui	Ecole Nationale des Ponts et Chaussées	Directeur de thèse

Remerciement

Ce travail de recherche n'aurait pas été possible sans la contribution des personnes à qui je souhaite présenter ma reconnaissance.

J'adresse tout d'abord mes plus vifs remerciements au Professeur Yu-Jun Cui pour avoir accepté d'assurer la direction de cette thèse. Ses expériences scientifiques, ses conseils, ses encouragements, et sa disponibilité ont été un soutien indispensable à la réalisation de ce travail.

Je remercie le Professeur Pierre Delage, Directeur du CERMES, qui m'a accordé des conseils scientifiques, et qui m'a fait l'honneur de s'intéresser à ce travail et d'accepter de présider le jury.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à Monsieur Robert Charlier, Professeur à l'Université de Liège, et Monsieur Lyesse Laloui, Professeur à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne qui ont bien voulu être les rapporteurs de ce travail. Je remercie Monsieur Enrique Romero et Monsieur Moulay Said El Youssoufi pour avoir accepté d'examiner la thèse.

Mes remerciements vont à SCK-CEN, organisation qui finance la recherche menée dans cette thèse, ainsi qu'à sa représentante, Madame Xiang Ling Li pour ses aides et ses conseils scientifiques, et pour avoir examiné ce travail. Je remercie l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, qui m'a accordé la bourse pour finir cette thèse.

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

Merci à tous mes amis et à toute ma famille de leurs encouragements et leurs soutiens permanents.

Résumé

Titre : Comportement thermo-hydro-mécanqiue de l'argile de Boom.

Le travail de thèse a pour but d'étudier le comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom, choisie comme matériau hôte pour le stockage des déchets radioactifs à Mol, Belgique. En premier lieu, l'étude a été menée sur les propriétés de rétention d'eau et le couplage hydro-mécanique du sol par des essais de compression axiale avec suivi de succion par le tensiomètre. Les résultats obtenus ont permis d'élaborer une procédure expérimentale rationnelle pour l'essai triaxial. En second lieu, des systèmes d'essai triaxial à hautes pressions et à température contrôlée ont été développés pour réaliser des essais de compression, de chauffage, et de cisaillement à différentes températures. Les résultats obtenus ont montré clairement le comportement visco-élasto-plastique. Ce comportement a été modélisé en étendant la loi de comportement thermo-élasto-plastique de Cui et al. (2000) à l'effet du fluage.

Mot clé : argile de Boom, comportement thermo-hydro-mécanique, courbe de rétention d'eau, couplage succion-contrainte, essai triaxial haute pression, fluage, loi de comportement.

Abstract

Title: Thermo-hydro-mechanical behaviour of Boom clay.

This thesis studied the thermo-hydro-mechanical properties of Boom clay, which was chosen to be the host material for the radioactive waste disposal in Mol, Belgium. Firstly, the research was concentrated on the soil water retention properties and the hydro-mechanical coupling by carrying out axial compression tests with suction monitoring. The results obtained permitted elaborating a rational experimental procedure for triaxial tests. Secondly, the systems for high pressure triaxial test at controlled temperature were developed to carry out compression, heating, and shearing tests at different temperatures. The obtained results showed clear visco-elasto-palstic behaviour of the soil. This behaviour was modelled by extending the thermo-elasto-plastic model of Cui et al. (2000) to creep effect.

Key words: Boom clay, thermo-hydro-mechanical behaviour, water retention curve, suction-stress coupling, high pressure triaxial test, creep, constitutive law.

Sommaire

INTRODUCTION....1

CHAPITRE 1. CONTEXTE GENERAL ET ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE....3
1.1 Contexte général de la recherche 3
1.1.1 Conception du stockage des déchets radioactifs en profondeur 3
1.1.2 Contexte de la recherche 4
1.1.3 Géographie de la formation de Boom.... 6
1.2 Comportement mécanique de l'argile de grande profondeur 9
1.2.1 Comportement du sol pendant la phase de saturation 9
1.2.2 Comportement différé des sols.... 14
1.3 Comportement thermique de l'argile 18
1.3.1 Effet de la température sur le comportement différé de sol.... 18
1.3.2 Déformation volumique thermique 24
1.3.3 Effet de la température sur le comportement mécanique 26
1.4 Lois de comportement thermo-hydro-mécanique 34
1.4.1 Modèle de Cui et al. (2000).... 35
1.4.2 Modèle de Graham et al. (2001).... 37
1.4.3 Modèle de Laloui et Cekerevac (2003) 39
1.5 Lois de comportement tenant en compte l'effet du temps 40
1.5.1 Les modèles à surchargement.... 41
1.5.2 Les modèles à surface non stationnaire 42
1.5.3 Modèles empiriques 43
1.5.4 Modèles rhéologiques.... 43
1.6 Conclusions.... 44

CHAPITRE 2. MATERIAU ET TECHNIQUES EXPERIMENTALES 46
2.1 Argile de Boom dans le contexte de stockage des déchets radioactifs.... 46
2.1.1 Minéralogie.... 46
2.1.2 Caractéristiques physiques.... 47
2.2 Préparation de l'échantillon et de l'eau interstitielle.... 49
2.2.1 Préparation de l'échantillon.... 49
2.2.2 Préparation de l'eau interstitielle.... 53
2.3 Techniques de contrôle et de mesure de succion 54
2.3.1 Technique de contrôle de succion par méthode osmotique 54
2.3.2 Technique de contrôle de succion par phase vapeur.... 55
2.3.3 Technique de mesure de succion par tensiomètre.... 58
2.4 Oedomètre équipé d'un tensiomètre 60
2.4.1 Essais avec suivi de succion 60
2.4.2 Cellule oedométrique munie d'un tensiomètre 63
2.4.3 Préparation du sol et montage de l'essai.... 66
2.5 Cellules triaxiales T-H-M 67
2.5.1 La cellule autocompensée.... 68
2.5.2 La cellule sous presse 72
2.5.3 Système expérimental.... 73
2.6 Procédure du montage d'un essai triaxial 78
2.6.1 Préparation du poste de travail 78
2.6.2 Montage de l'échantillon 79
2.6.3 Montage de la cellule.... 80
2.6.4 Mise en contact de l'échantillon avec de l'eau synthétique.... 82
2.7 Etalonnage du système.... 83
2.7.1 Cellule autocompensée 83
2.7.2 Cellule sous presse.... 87
2.8 Conclusions.... 90

CHAPITRE 3. COMPORTEMENT HYDRO-MECANIQUE 92
3.1 Introduction 92
3.2 Courbe de rétention d'eau 92
3.2.1 Résultats avec la méthode osmotique 92
3.2.2 Résultats avec la méthode de phase vapeur 93
3.2.3 Résultats de la mesure de succion par tensiomètre 98
3.2.4 Courbe de rétention d'eau 98
3.3 Essais oedométriques avec suivi de succion 101
3.3.1 Essais sur l'argile de Boom 101
3.3.2 Essais sur le limon de Jossigny (travail réalisé en collaboration avec le Dr. Juan Jorge MUNOZ) 109
3.3.3 Discussions sur le couplage hydro-mécanique 114
3.4 Définition d'une procédure d'essai 118
3.5 Conclusions 119

CHAPITRE 4. CONSOLIDATION MECANIQUE ET THERMIQUE 121
4.1 Introduction 121
4.2 Comportement du sol pendant la phase de saturation 121
4.2.1 Procédure de saturation et programme d'essais 121
4.2.2 Gonflement du sol lors de la saturation 125
4.2.3 Saturation en augmentant par paliers la pression de confinement et la contre pression 127
4.2.4 Discussion 130
4.2.5 Conclusions 132
4.3 Essais de consolidation mécanique 133
4.3.1 Essais triaxiaux 133
4.3.2 Essai à l'oedomètre 137
4.3.3 Discussions 141
4.4 Essais de consolidation thermique 142
4.4.1 Essais de chauffage non drainés 142
4.4.2 Essais de chauffage drainés 144
4.5 Courbes de compression isotrope 154
4.6 Conclusions 160

CHAPITRE 5. COMPORTEMENT DEVIATORIQUE 162
5.1 Introduction 162
5.2 Résultats d'essais 162
5.2.1 Essai 9, 10 164
5.2.2 Essai 15, 13, 14, 7 165
5.2.3 Essai 18 169
5.2.4 Essai 8, 16, 12, 17 170
5.3 Limites et caractéristiques élastiques 173
5.4 Comportement à la rupture 178
5.5 Comparaisons 185
5.6 Conclusions 188

CHAPITRE 6. MODELISATION DU COMPORTEMENT VOLUMIQUE 190
6.1 Introduction 190
6.2 Modèle adopté 191
6.2.1 Déformation visco-élasto-plastique due au chauffage 191
6.2.2 Surfaces de charge et loi d'écrouissage 192
6.3 Détermination des paramètres 195
6.3.1 Paramètres liés à la déformation visqueuse 196
6.3.2 Paramètres liés à la déformation élastique 196
6.3.3 Paramètres liés à la déformation plastique 197
6.4 Validation du modèle 197
6.4.1 Simulation d'un essai de chauffage isotrope par palier 197
6.4.2 Simulation d'un essai de chauffage à vitesse constante 201
6.5 Conclusions 202

CONLUSION GENERALE.....204

Annexe 1 SPECIFICATIONS TECHNIQUES.....207
1. GDS de basse pression..... 207
2. GDS de haute pression..... 207
3. Capteur de pression interstitielle..... 208
4. Thermocouple..... 208
5. Capteur de déplacement axial Mitutoyo..... 208
6. Système d'acquisition du système autocompensé..... 208

Annexe 2 CARACTERISTIQUES DES ECHANTILLONS.....210

Références.....218

INTRODUCTION

Plusieurs programmes de recherche sont développés dans des pays différents en quête d'un mode de dépôt approprié des déchets radioactifs. Le concept de base retenu actuellement par la plupart des pays concernés est le stockage dans des formations géologiques stables et profondes. Dans les années 1970, le SCK-CEN, Centre d'étude de l'Energie Nucléaire, à Mol, Belgique, a lancé un programme de recherche sur la possibilité du stockage des déchets radioactifs dans la couche de l'argile de Boom, au Nord-Est de la Belgique. Depuis lors, plusieurs projets de recherche ont été réalisés pour étudier la conformité de cette couche géologique au stockage. En 1995, le SCK-CEN et l'ONDRAF, Organisme national des déchets radioactifs et des matières fissiles enrichies (Belgique), ont entamé le projet PRACLAY, un projet visant à tester dans un tunnel en vraie grandeur la conception de stockage des déchets radioactifs.

Le projet PRACLAY se compose de cinq projets d'essai in situ dont le PRACLAY-Heater Test. Ce dernier a pour but de tester en échelle réelle la réaction de l'argile de Boom aux effets de la température émise par des déchets radioactifs. En effet, il est important d'étudier l'effet de la température sur le comportement à proximité du sol chauffé. De plus, la perturbation thermo-hydro-mécanique causée par la construction et par la chaleur des déchets peut être significative et nécessite des études approfondies. Il est aussi indispensable de vérifier si la diminution de la contrainte effective causée par l'augmentation de la pression interstitielle engendre la liquéfaction du sol. Ces études vont être réalisées au cours des 10 années de l'essai Heater Test pour conclure si la formation de l'argile de Boom est favorable pour accueillir des déchets émettant de la chaleur.

Le travail de recherche de cette thèse s'inscrit dans le cadre de ce projet PRACLAY-Heater Test. L'objectif principal est de mieux comprendre le comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom, ce qui permet de faciliter la mise en œuvre du Heater Test et l'interprétation des résultats in situ obtenus pendant cet essai.

Pour que les résultats obtenus au laboratoire soient utilisables pour la prévision du comportement du sol in situ, les essais doivent se réaliser sur des échantillons de sol dont l'état est le plus proche de celui in situ. Cette condition n'est pourtant pas toujours satisfaite vu le changement significatif d'état hydrique, mécanique et même thermique que doit supporter le bloc de sol pendant l'excavation et le transport. Il s'avère donc nécessaire de

comprendre l'état hydrique des échantillons, notamment leur teneur en eau et la succion correspondante, le gonflement du sol mis en contact avec l'eau. De plus, il faut une procédure rationnelle de laboratoire pour ramener le sol à son état in situ.

Pour étudier le comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom, des développements expérimentaux ont été effectués et différents essais de compression, de chauffage, et de cisaillement été ont réalisés. Ces essais permettent de comprendre l'effet de la température sur le comportement à long terme et à court terme du sol.

Les études menées et les résultats obtenus sont présentés dans 6 chapitres. Le Chapitre 1 présente les études bibliographiques sur les aspects thermo-hydro-mécaniques de l'argile de Boom. Les lois de comportement thermo-hydro-mécanique et celles prenant en compte l'effet du temps y sont également présentées. Le Chapitre 2 se concentre sur la présentation du matériau et du développement des techniques expérimentales. Le Chapitre 3 étudie le comportement hydro-mécanqiue de l'argile de Boom : propriétés de rétention d'eau, variation de la succion dans les essais de compression axiale. Une procédure de saturation pour l'essai triaxial est présentée à la fin de ce chapitre.

Les résultats concernant le comportement thermo-hydro-mécanique sont présentés dans les chapitres 4, 5, et 6. Le Chapitre 4 est consacré à la présentation des essais de consolidation mécanique et thermique sur des échantillons saturés par la procédure proposée dans le Chapitre 3, ou saturé par la procédure traditionnelle, c'est-à-dire saturation sous faible pression effective. Une attention particulière est portée sur le comportement différé du matériau. Le Chapitre 5 présente les résultats des essais de consolidation et de cisaillement aux deux gammes de température, température ambiante de 25 °C et élevée de 70-80 °C. Le comportement du sol à l'état élasto-plastique et à l'état critique est analysé. Dans le Chapitre 6, une extension du modèle de Cui et al. (2000) a été proposée pour décrire le comportement thermo-hydro-mécanique en prenant en compte l'effet du temps. La simulation des trois essais de chauffage a été réalisée en vue de valider l'extension proposée.

CHAPITRE 1. **CONTEXTE GENERAL ET ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

1.1 Contexte général de la recherche

1.1.1 Conception du stockage des déchets radioactifs en profondeur

Les déchets radioactifs sont définis comme des substances non utilisables contenant des éléments radioactifs en concentration supérieure à un taux fixé par les autorités compétentes. Ils sont produits majoritairement par l'industrie nucléaire pour la génération d'électricité, et par d'autres activités industrielle (médicales, recherche, etc.). La production croissante des déchets radioactifs dans des pays industrialisés nécessite la création de lieux de stockage qui permettent d'isoler à long terme les colis de déchets. Dans ce contexte, plusieurs programmes de recherche sont développés dans différents pays en quête d'un mode de dépôt final qui ne demande pas d'intervention des générations futures.

La recherche d'une méthode appropriée pour déposer des déchets radioactifs est devenue particulièrement importante depuis la Convention de Londres (1972), qui interdit l'évacuation de matières radioactives en mer. Le concept de base retenu jusqu'à présent par la plupart des pays est le stockage dans des couches géologiques stables et profondes. Le stockage est ainsi conçu comme un système multi-barrières, qui sont les colis (matrice+conteneur) de déchets, les matériaux de scellement et de confinement autour de ces colis, et la barrière naturelle ou géologique. Les couches géologiques susceptibles d'être la barrière naturelle doivent posséder les caractéristiques requises, dont une très faible perméabilité et une bonne capacité de rétention des radionucléides. Les formations profondes qui composent la barrière géologique doivent présenter également une histoire géologique stable à long terme.

Dans ce contexte, plusieurs projets de recherche ont été lancés dans différents pays. L'avancement de ces projets, qui dépendent de plusieurs facteurs dont le besoin et l'avis public concernant le problème nucléaire, est différent d'un pays à l'autre. Les types de couche géologique choisis par des pays sont également différents. Des couches d'argile à grande profondeur ont été choisies par la France, le Belgique, et la Suisse, tandis que les roches granitiques ont été retenues par la Suède, la Finlande, et le Japon. Des informations générales

concernant l'avancement des projets et le choix des matériaux hôtes sont présentés dans le rapport sur l'état de l'art réalisé par AEN (Agence pour l'Energie Nucléaire) en 2003. Le rapport montre notamment que la conception et la réalisation des dépôts des déchets radioactifs en profondeur concernent tous les pays du monde, et que malgré des progrès significatifs ces dernières années, de nombreux problèmes subsistent, nécessitant des recherches plus approfondies et dans le cadre d'une coopération plus large.

1.1.2 Contexte de la recherche

Dans les années 1970, le SCK-CEN, Centre d'étude de l'Energie Nucléaire, à Mol, Belgique, a lancé un programme de recherche sur la possibilité du stockage des déchets radioactifs dans les couches argileuses en profondeur. La couche de l'argile de Boom a été finalement considérée comme une formation géologique pertinente pour les recherches de caractérisation du sol en laboratoire. Grâce à sa faible perméabilité et à sa stabilité chimique, le sol s'est montré bon candidat pour le stockage. Ainsi, un Laboratoire de Recherche Souterrain (Underground Research Laboratory, URL) dans le cadre du projet HADES (High Activity Disposal Experimental Sites) a été construit dans les années 1980 afin de mener des recherches spécifiques en condition in-situ (Neerdael et Boyazis, 1997). Il s'agissait au début d'un tunnel de 35 m de longueur et de 3,5 m de diamètre, construit à 223 m de profondeur.

Depuis la construction de l'URL, plusieurs projets de recherche ont été menés pour étudier le comportement du sol. En 1988, le projet CERBERUS a été conduit pour étudier à grande échelle l'émission thermique et la radiation d'un conteneur de déchets radioactifs (Noynaert et al., 1992). Le projet MEGAS, débuté en 1986, a étudié la migration de gaz dans le sol par des essais d'injection uni et tri-dimensionels (Volckaert et al., 1995 ; Ortiz et al., 2002). Pendant les années 1990, plusieurs autres projets concernant le comportement thermo-hydro-mécanique du sol ont été réalisés à différentes échelles en appliquant des instrumentations variées : projets BACHUS 1 et 2, projets CATUS 1 et 2 (Picard et Tchiyep, 1993, Picard et al., 1994), projet ATLAS (De Bruyn et Labat, 2002 ; Noynaert et al., 1997). Concernant les études sur l'eau dans l'environnement (interaction l'eau – roche, transfert hydrique, etc), deux projets ont été menés dans les années 1990 en coopération entre SCK-CEN et ANDRA (France) : projet ARCHIMEDES et projet PHEBUS. Récemment, le projet SELFRAC (débuté en 2001) a étudié l'évolution de la zone d'endommagement due à l'excavation. Ce projet, qui a été clôturé en Décembre 2004, a concerné également des capacités du scellement/cicatrisation de l'argile (Bastiaens et Mertens, 2003 ; Bastiaens et al., 2007).

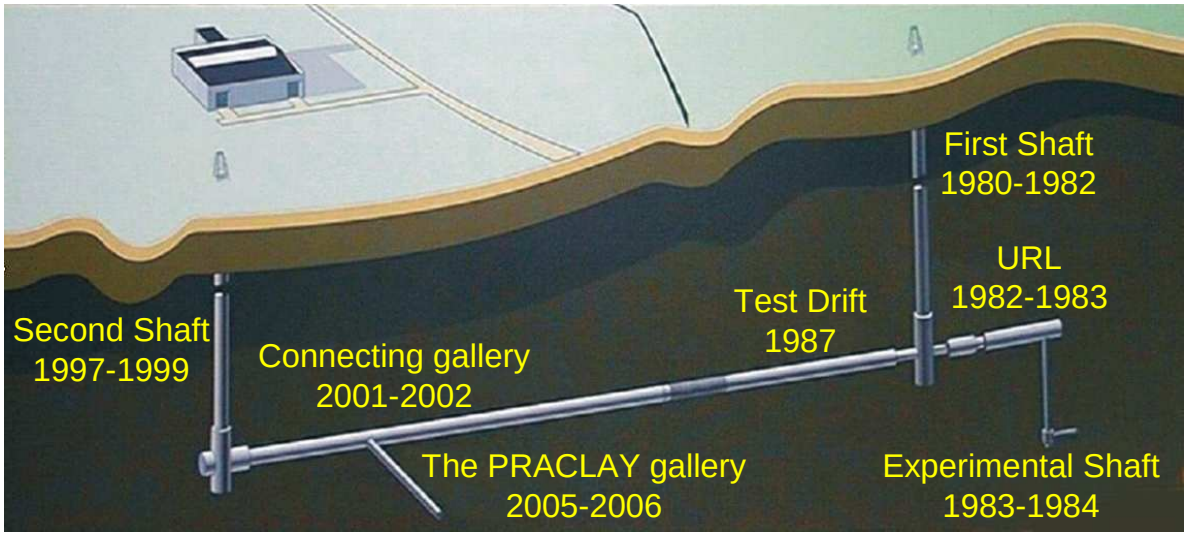


Figure 1- 1. Schéma des galeries excavées à Mol, Belgique dans le cadre des projets HADES et PRACLAY (EURIDICE, 2007)

En 1995, le groupe d'intérêt économique GIE EURIDICE (European Underground Research Infrastructure for Disposal of nuclear waste In Clay Environment) a été formé par le SCK·CEN et l'ONDRAF, Organisme national des déchets radioactifs et des matières fissiles enrichies (Belgique). A part l'extension du programme HADES, EURIDICE a pour but la coordination et l'exécution des aspects techniques du projet PRACLAY, un projet visant à tester à échelle réelle dans un tunnel avec la conception du stockage des déchets radioactifs. La Figure 1- 1 présente le plan des galeries excavées au moment de cette recherche. La galerie est censée d'être excavée pendant les années 2005-2006, pourtant à cause d'un retard, elle n'a été faite qu'à la fin de 2007.

Le projet PRACLAY se compose de cinq projets d'essai in situ dont le PRACLAY-Heater Test (Figure 1- 2), qui a pour but de tester en échelle réelle la conformité de l'argile de Boom aux effets de la température émise par des déchets radioactifs. Plusieurs autres projets, comme cités précédemment, étudiant le comportement thermo-hydro-mécanqiue (THM) de l'argile de Boom à une échelle plus petite ont été réalisés dans le passé. Pourtant ces recherches n'ont pas permis d'étudier en grandeur réelle et avec des instrumentations analogues à celle d'un stockage réel, le comportement à proximité de la masse de sol chauffée. Le projet PRACLAY a donc pour but de compléter cette étude avec l'aspect thermique. Il est prévu pour 10 années et à la fin de la cinquième année, on devrait avoir assez

d'éléments pour conclure si la formation de l'argile de Boom est favorable pour accueillir des déchets émettant de la chaleur.

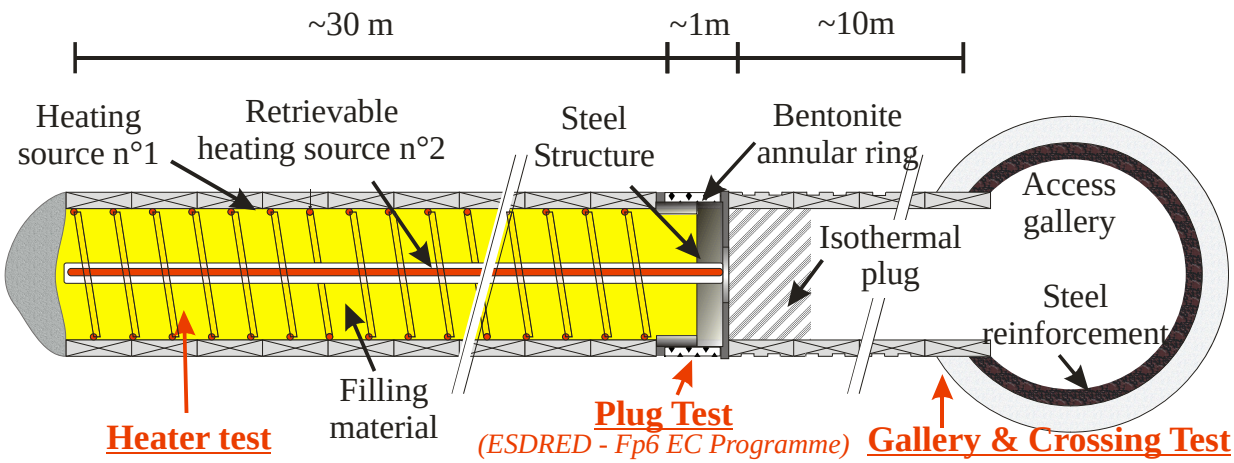


Figure 1- 2. Schéma du projet PRACLAY Heater Test (EURIDICE, 2007)

Le travail de recherche présenté dans ce mémoire est réalisé dans le cadre du projet PRACLAY Heater Test. Afin de prévoir la réponse du sol pendant le Heater Test, des essais de chauffage en conditions isotropes et triaxiales ont été réalisés. Ces essais permettent de comprendre le comportement volumique du sol suite à l'augmentation de la température. En parallèle, l'effet de la température sur les caractéristiques mécaniques dans la phase élastique, plastique, à la rupture, et à l'état critique a été étudié.

1.1.3 Géographie de la formation de Boom

Les informations géologiques détaillées du sol peuvent être trouvées dans le rapport ONDRAF/NIRAS (2001). La région où l'argile de Boom est présente se trouve au Nord-Est de la Belgique. L'argile de Boom, ou Formation de Boom, appartient au Rupélien, la période géologique de l'Ere Tertiaire qui s'étend entre 36 et 30 millions d'années. L'épaisseur de la formation à la région de Mol est d'environ 102 m et la couche du sol est inclinée légèrement (± 1°) à la direction Nord - Nord - Est comme indiqué par Mertens et al. (2003). On trouve des zones d'affleurement qui forme un cordon de 5 à 15 km de large, étendant entre Waasland et Hasselt (Figure 1- 3). On ne retrouve toutefois pas, à l'affleurement, de séquence stratigraphique complète de la formation. Les couches du sommet ont été érodées au cours de

l'épisode continental (interruption de sédimentation) de quelque 9 millions d'années qui suit leur dépôt.

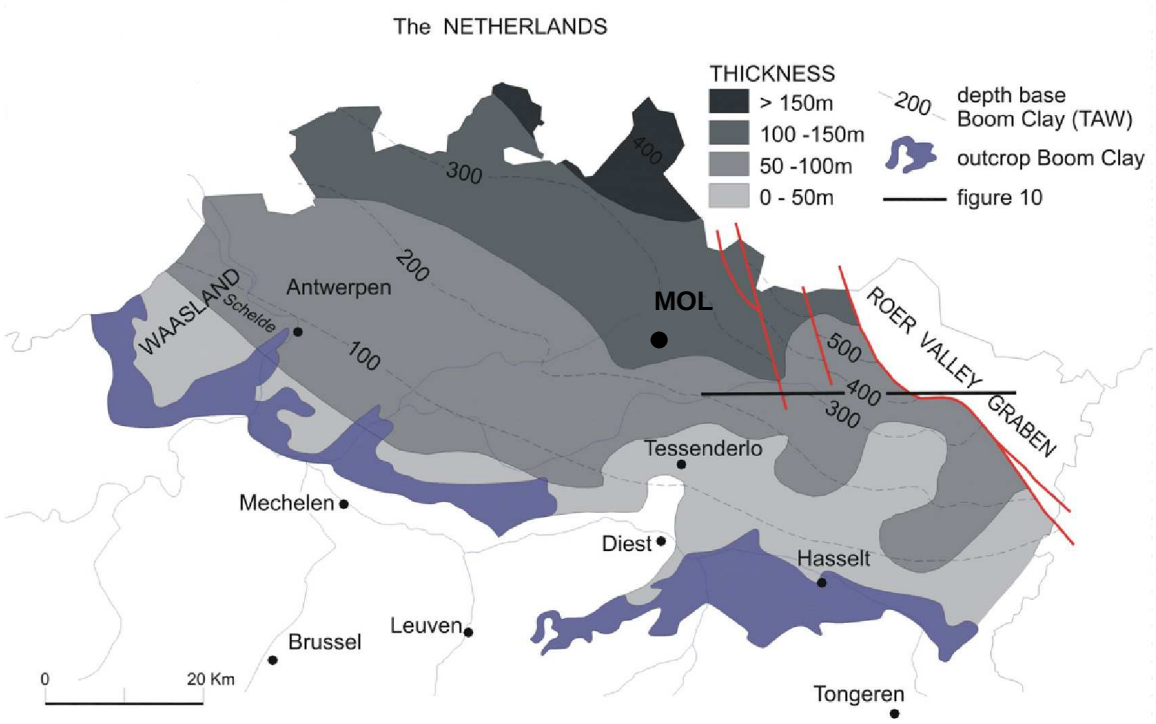


Figure 1- 3. La profondeur de la base et l'épaisseur de la formation de Boom (ONDRAF/NIRAS, 2001)

Un forage (jusqu'à -517 m) recoupant les formations tertiaires a été effectué dans la zone de Mol au cours des années 1990. Le forage a été carotté entre 150 et 332 m de profondeur, de manière à obtenir des échantillons de toute l'épaisseur de la formation de Boom et des formations avoisinantes. La Figure 1- 4 montre clairement qu'à Mol, la formation de l'argile de Boom se trouve à la profondeur entre 191 à 291 m (ONDRAF/NIRAS, 2001).

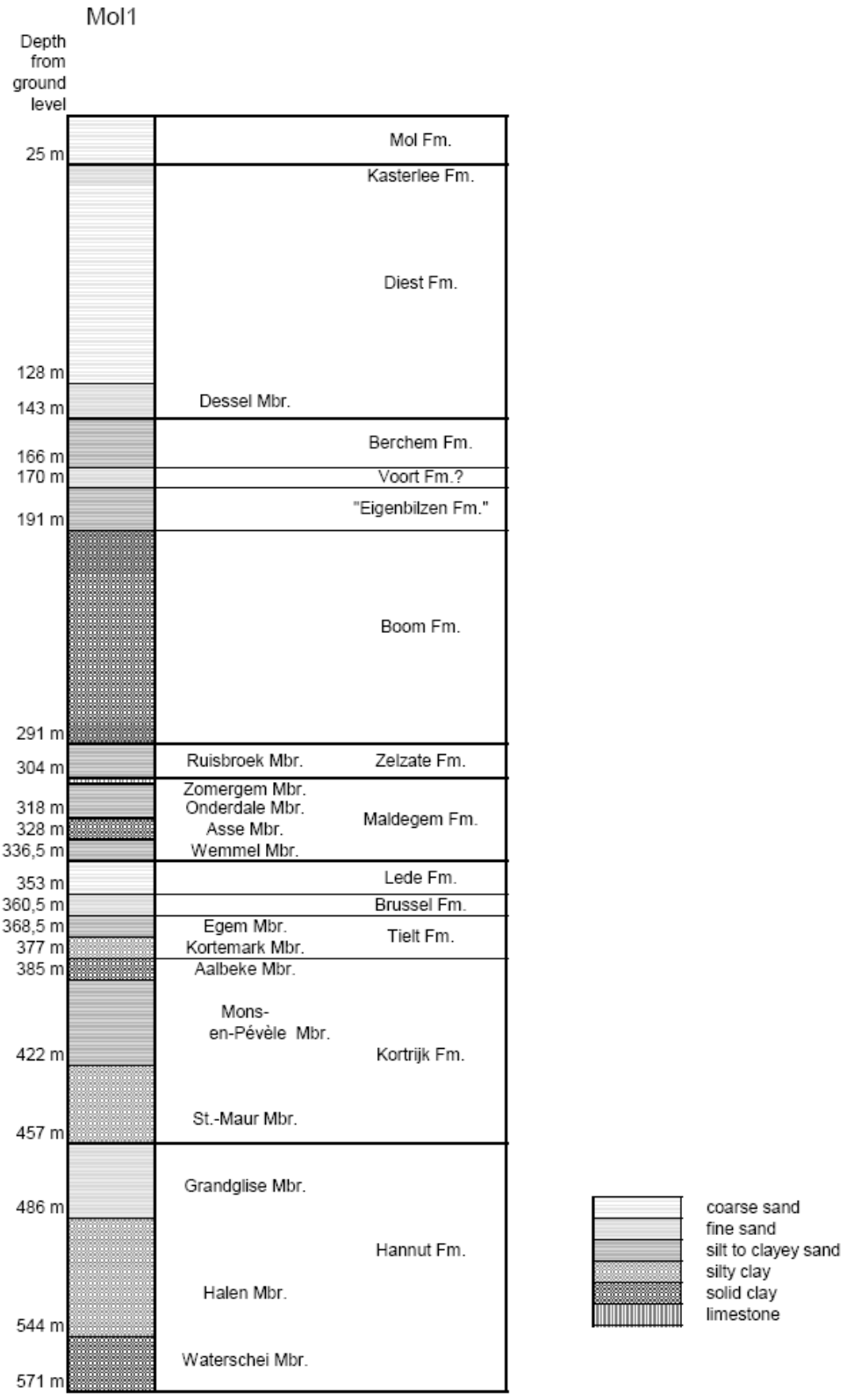


Figure 1- 4. Coupe géologique à l'aplomb du forage Mol-1 (Mbr : Membre, Fm : Formation). La formation de l'argile de Boom se trouve à une profondeur entre 191 à 291 m (ONDRAF/NIRAS, 2001)

1.2 Comportement mécanique de l'argile de grande profondeur

1.2.1 Comportement du sol pendant la phase de saturation

Au cours des différentes phases expérimentales sur l'argile raide de grande profondeur, la saturation constitue la première phase d'essais. Au cours de cette phase, le sol est mis en contact avec de l'eau, engendrant un gonflement qui peut avoir un impact important sur le comportement du sol dans les phases d'essai suivantes. On présente dans cette partie des résultats obtenus de la phase de saturation des argiles de grande profondeur trouvés dans la littérature. Vu la faible perméabilité de ces sols, le temps nécessaire pour les saturer est en général important.

Pour saturer l'échantillon de l'argile de Boom naturelle, Sultan et al. (1998) ont consolidé le sol sous des pressions de confinement différentes : 1,08 ; 1,1 ; 1,12 ; 1,69 ; 2,79 et 4,69 MPa. Ensuite, les échantillons ont été mis en contact avec de l'eau en appliquant une contre pression de 1 MPa. Les auteurs ont observé que tous les échantillons soumis à des contraintes effectives moyennes inférieures à 0,69 MPa ont gonflé. L'amplitude du gonflement dépend de la contrainte effective moyenne appliquée (Figure 1- 5). Les échantillons soumis aux contraintes effectives moyennes plus importantes (p'= 1,79 et 3,69 MPa) ont présenté un effondrement (Figure 1- 6), proportionnel à la contrainte effective moyenne.

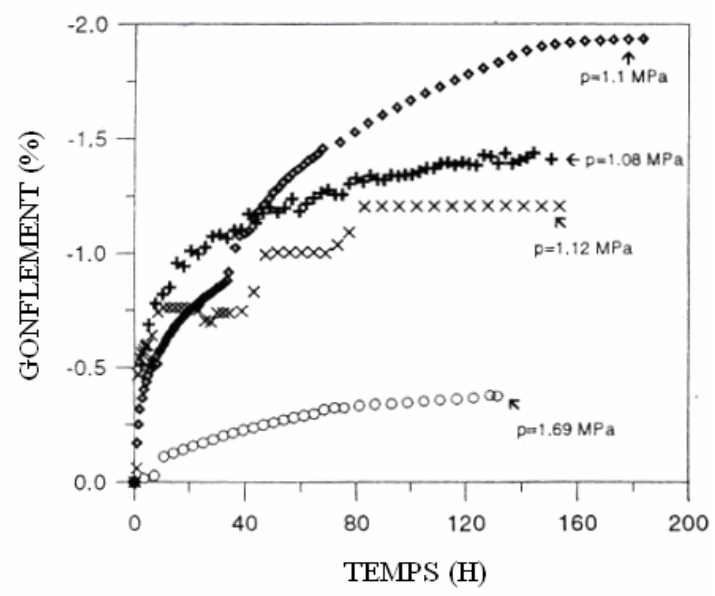


Figure 1- 5. Gonflement de l'argile de Boom mise en contact avec de l'eau sous plusieurs contraintes effectives de 0,1 à 0,69 MPa (Sultan, 1998)

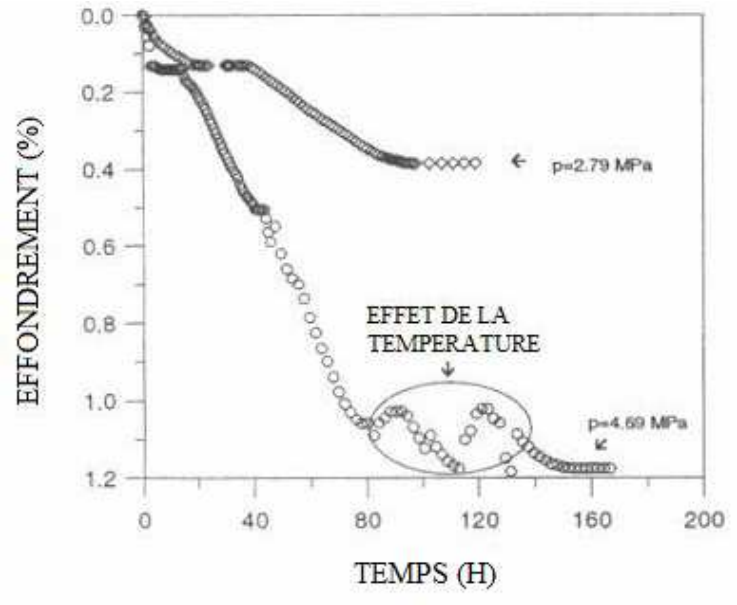


Figure 1- 6. Effondrement de l'argile de Boom mise en contact avec de l'eau sous contraintes effectives de 1,79 et 3,69 MPa (Sultan et al., 1998)

A partir de ces résultats, les auteurs ont déduit que l'échantillon ne varie pas de volume s'il est mis en contact avec de l'eau sous une pression effective entre 0,69 et 1,79 MPa. Cette pression a été estimée à 0,85 MPa. Il faut rappeler que la succion des échantillons utilisés par les auteurs était de 515 kPa, correspondant à des teneurs en eau de 27 % à 31 %.

Coll (2005) a réalisé une étude expérimentale détaillée sur le comportement de l'argile de Boom en contact avec de l'eau. Le contact a été mis dans des conditions différentes : soit (1) par injection sous faible contre pression, la pression de confinement étant augmentée lentement et de façon continue ; soit (2) par augmentation simultanée de la contre pression et de la pression de confinement par paliers. Les différences (p'_0) entre la pression de confinement et la contre pression étaient de 0,4 ; 2,3 et 5 MPa. La Figure 1- 7 présente un chemin de chargement typique suivi par Coll. Les teneurs en eau initiales des échantillons variaient entre 22 % et 24 %.

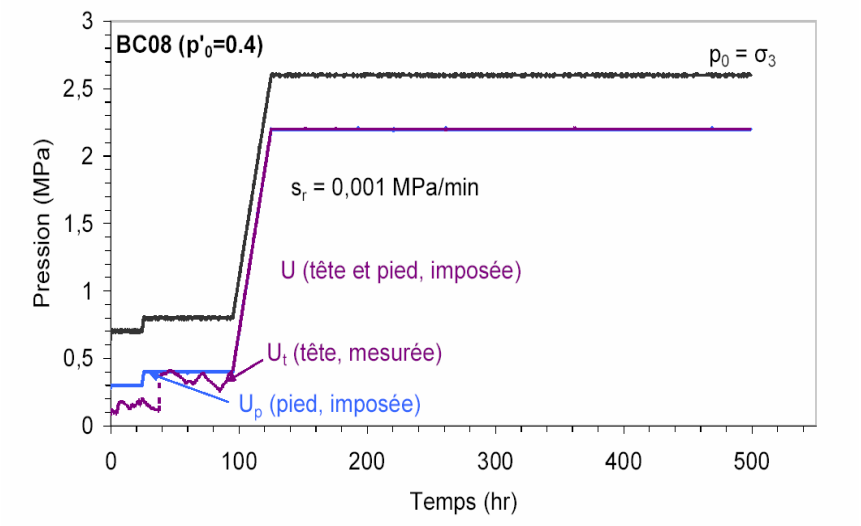


Figure 1- 7. Un chemin de chargement typique pendant la saturation de l'argile de Boom (Coll, 2005)

La Figure 1- 8 présente le gonflement de l'argile de Boom saturée sous une pression effective de 0,4 MPa. Un gonflement relativement important de 6 à 11 % est observé. Ce gonflement augmente relativement vite après environ 200 heures d'essai et ensuite évolue à un taux constant.

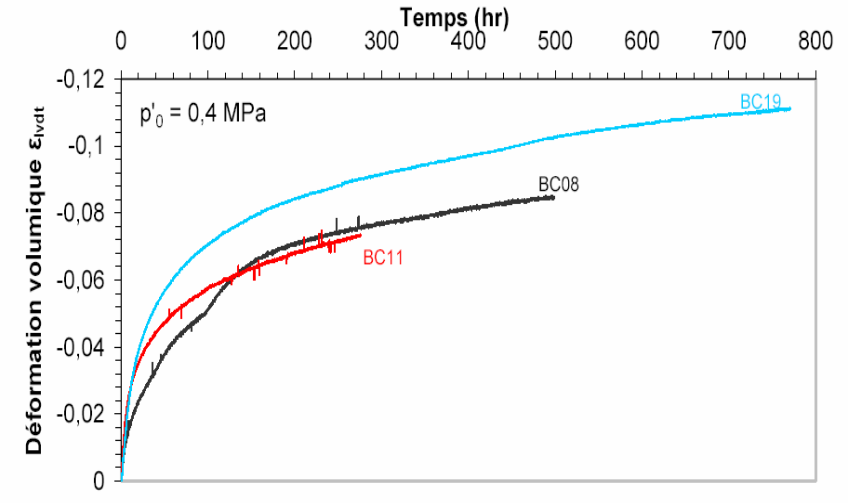


Figure 1- 8. Gonflement de l'argile de Boom mise en contact avec de l'eau à faible pression effective (p'_0= 0,4 MPa, Coll, 2005)

La Figure 1- 9 (Coll, 2005) présente le gonflement de l'argile de Boom saturée sous une pression effective p'_0 de 2,3 MPa. Presque tous les essais ont montré des valeurs de

gonflement finales variant entre 1% et 3%, qui sont plus petites que celle trouvées sous p'_0 = 0,4 MPa. Le gonflement important du sol de l'essai BC06 peut s'expliquer par le fait qu'au début, la différence entre la pression de confinement et la contre pression a pris du temps pour atteindre à 2,3 MPa (50 heures). Au contraire, pour l'essai BC18, cette différence a été imposée dès le début d'essai (juste après 5 heures) ; le sol a donc présenté une contraction avant de gonfler. Ces résultats montrent que la façon d'appliquer la contrainte effective influe sur la réponse volumique du sol.

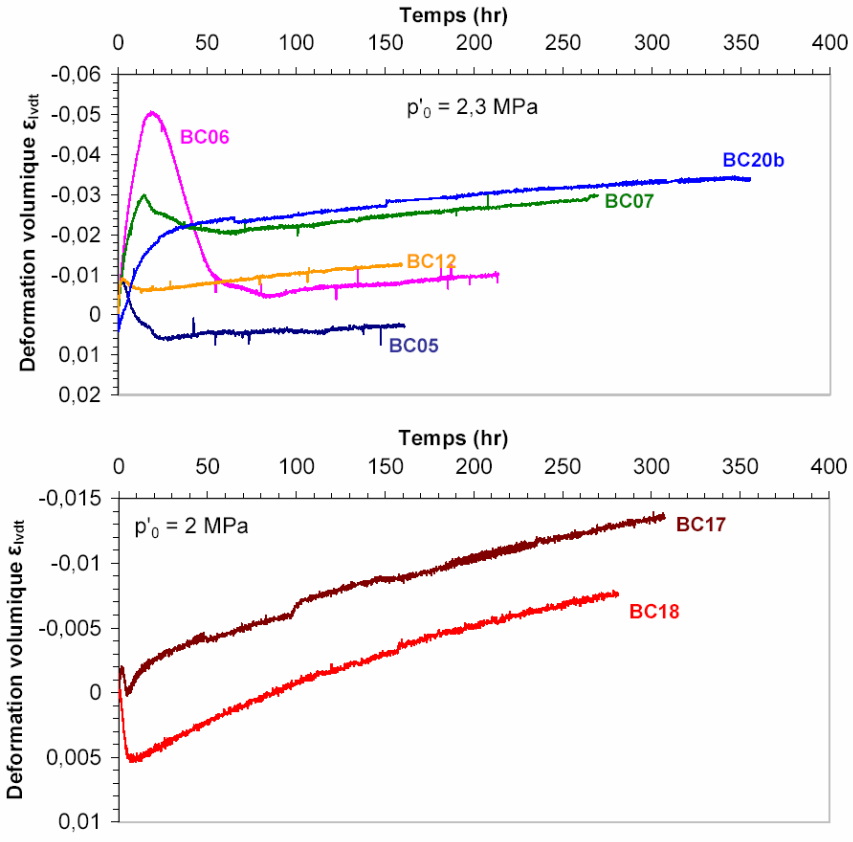


Figure 1- 9. Gonflement de l'argile de Boom saturée sous différentes pressions effectives p'_0 (Coll, 2005)

Les résultats de Coll (2005) ont confirmé que le comportement volumique du sol ne dépendait pas de la contre pression appliquée, mais uniquement du mode d'application de la contrainte effective moyenne. En général, le sol gonfle quand la contrainte effective moyenne est inférieure à 3 MPa, et s'effondre quand elle est supérieure à 3 MPa. D'après Coll, le gonflement est attribué à la diminution de la succion qui dépend de la teneur en eau de l'échantillon. Le gonflement détecté ne semble pas se stabiliser avec le temps. Cette évolution

du gonflement, d'après l'auteur, montre que le comportement du sol est de type physico-chimique gouverné par la succion capillaire et osmotique.

Gasc-Barbier et al. (2004) ont étudié l'argilite du Callovo Oxfordien, une argilite rocheuse prélevée à grande profondeur (491 m), provenant du laboratoire souterrain de l'ANDRA à Bure, dans l'Est de la France. Pour saturer l'échantillon, les auteurs ont mis le sol en contact avec de l'eau synthétique de composition chimique analogue à l'eau du site, sous une pression de confinement de 12 MPa et une contre pression de 5 MPa. Les résultats présentent une stabilisation du gonflement axial au bout d'environ 15 jours (Figure 1- 10). Pourtant, un faible taux de déformation axiale a été toujours enregistrée (entre $2x10^{-11}$ et $10x10^{-12}$ s^{-1}) jusqu'à la fin de la saturation.

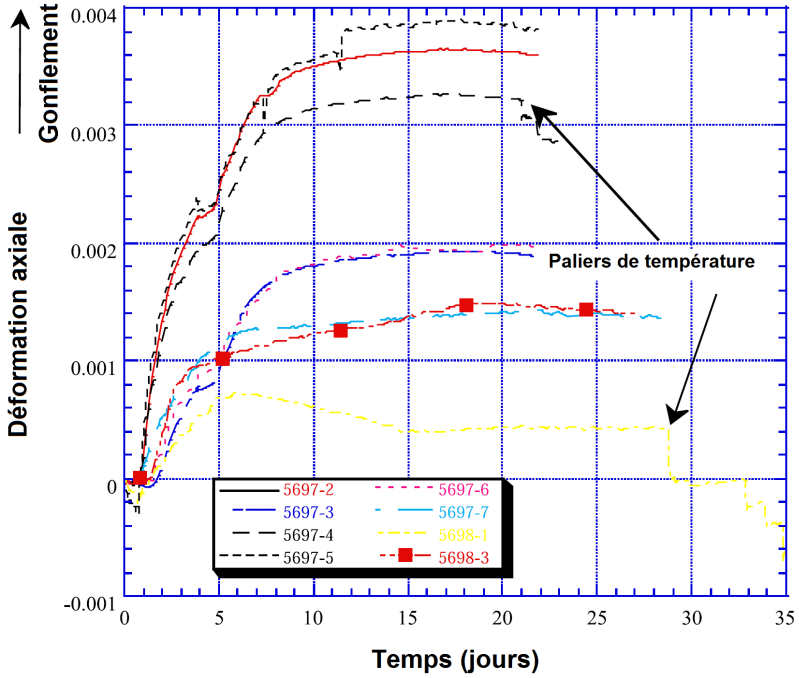


Figure 1- 10. Gonflement axial de l'argilite du Callovo Oxfordien pendant la saturation (Gasc-Barbier et al., 2004)

Pour saturer l'argile à Opalinus, une argile excavée du laboratoire de recherche souterrain du Mont Terri, en Suisse, Zhang et al. (2007) ont comprimé le sol à 5 MPa ; ils ont ensuite injecté de l'eau synthétique à l'intérieur du sol sous une pression de 4 MPa du bas de l'échantillon (Figure 1- 11). Au début, une compression volumique de 1,03% a été observée. Cette compression a été ensuite, avec le temps, compensée par un gonflement de 1,05%. Il est intéressant de noter que les auteurs n'ont pas vu d'eau sortir de l'autre côté de l'échantillon au

bout de 8 jours. D'après les auteurs, ce sont des couches d'eau absorbée qui ont empêché l'écoulement de l'eau dans le sol quand la contre pression appliquée était inférieure à la pression de gonflement de l'argile. Quand le gonflement était relativement stable, l'eau synthétique a été injectée à l'autre bout de l'échantillon, engendrant un gonflement supplémentaire (après deux jours d'attente) de 0,7%.

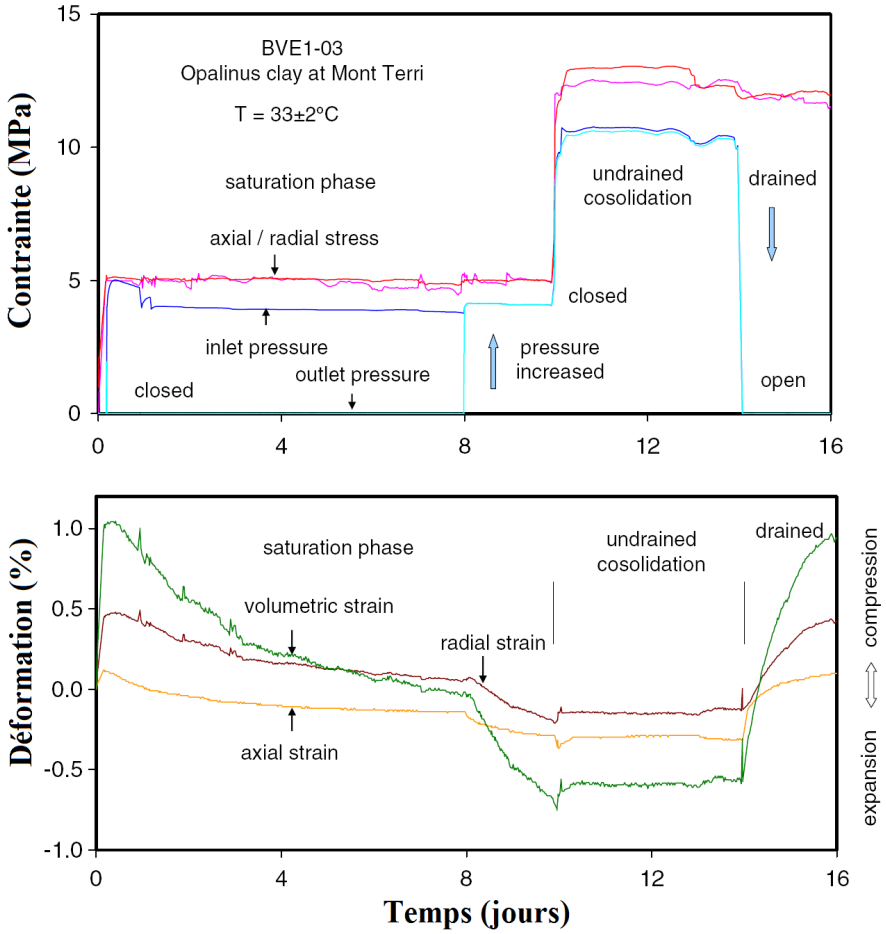


Figure 1- 11. Comportement volumique pendant la saturation de l'argile Opalinus (Zhang et al., 2007)

1.2.2 Comportement différé des sols

Un essai de consolidation réalisé par Coll (2005) sur l'argile de Boom a montré une évolution de la contraction du sol sous une contrainte de confinement constante. Cette variation volumique n'a pas eu tendance à se stabiliser au bout d'un temps considérablement long, ce qui pourrait être attribué au comportement différé ou au fluage. En revanche, les essais sur l'argile de Boom réalisés par Sultan (1997) ont montré qu'une bonne stabilisation

de volume a été obtenue à la fin de la compression isotrope à une vitesse de chargement de 0,5 kPa/mn. Sultan a précisé que l'arrêt de l'essai à cette vitesse n'induit pas d'évolution de la variation volumique du sol, constatant une absence de la déformation différée. Les différentes méthodes de saturation peuvent être la raison de la différence entre les résultats de ces deux auteurs.

Pour étudier le fluage dans l'argilite du Callovo Oxfordien, Gasc-Barbier et al. (2004) ont réalisé des essais de compression axiale par paliers (Figure 1- 12) sous une pression de confinement constante de 10 MPa. Le temps d'attente à chaque palier était de l'ordre de 40 jours. Deux types de déformation sont observés sur la Figure 1- 12. L'un est instantané et commence dès le début de l'essai jusqu'au dixième jour. L'autre est observé dès le dixième jour et augmente à une vitesse de déformation axiale $\frac{d\varepsilon_a}{dt}$ constante de l'ordre de 10^{-11} s^{-1}. Cette déformation différée, bien que petite, a été observée après deux ans dans quelques essais et ne peut donc pas être négligée.

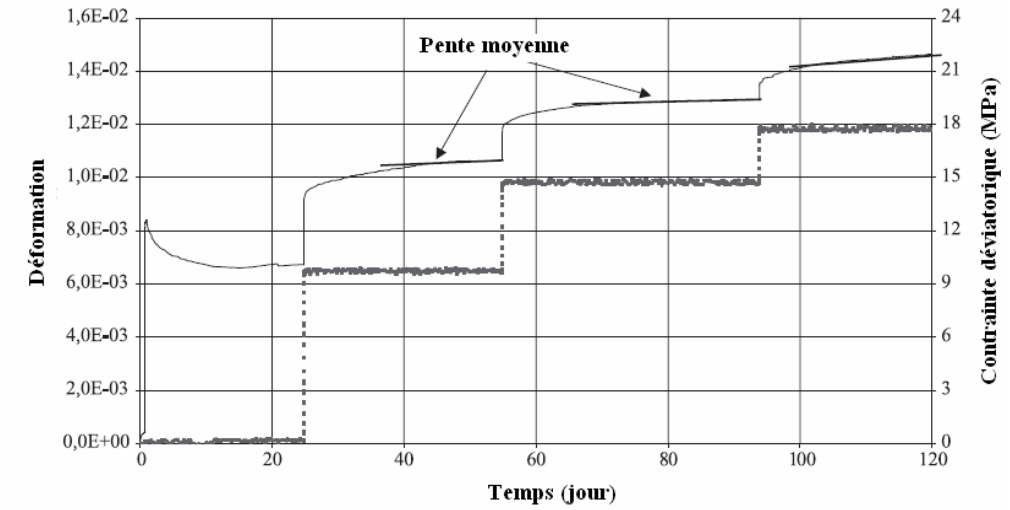


Figure 1- 12. Résultat d'un essai de compression axiale en palier sur l'argilite du Callovo Oxfodien rocheuse de Bure (Gasc-Barbier et al., 2004)

La Figure 1- 13 présente les pentes de déformation axiale $\frac{d\varepsilon_a}{dt}$ en fonction des charges déviatoriques appliquées dans les essais de Gasc-Barbier et al. (2004). Une augmentation de ces pentes avec la contrainte axiale est observée. La figure montre que le fluage apparaît à partir d'une contrainte déviatorique de 2 MPa, indiquant que le seuil de fluage, s'il existe, est en-dessous de 2 MPa.

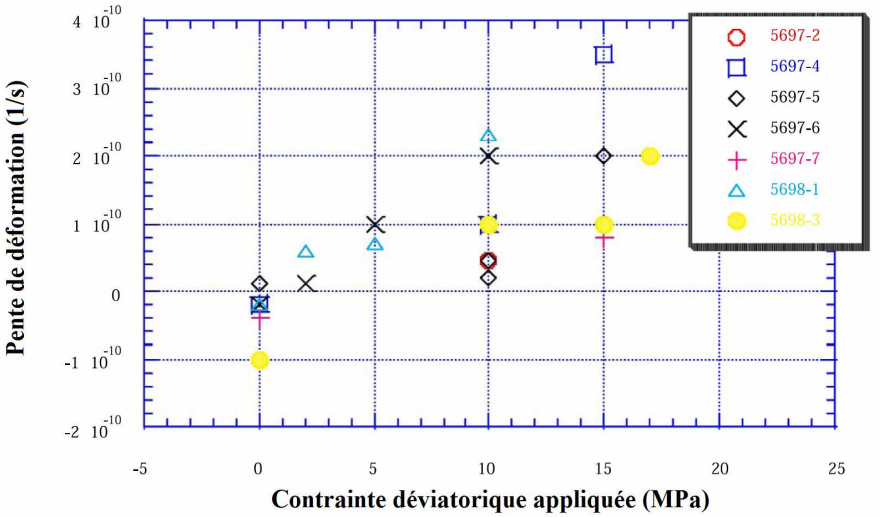


Figure 1- 13. Pentes de déformation axiale en fonction des contraintes déviatoriques appliquées (Gasc-Barbier et al., 2004)

Giraud et Rousset (1996) ont réalisé des essais triaxiaux drainés et non drainés sur l'argile de Boom pour étudier son comportement différé. Ils ont augmenté par paliers les pressions de confinement et axiale en conditions non drainées (deuxième étape) et drainé (dernière étape). Les résultats ont montré une variation volumique linéaire avec le temps (Figure 1- 14) dans les deux conditions d'essai. Ce phénomène, qui ne peut évidemment pas s'expliquer seulement par la dissipation de la pression d'eau, particulièrement quand l'essai est non drainé, a été attribué au fluage.

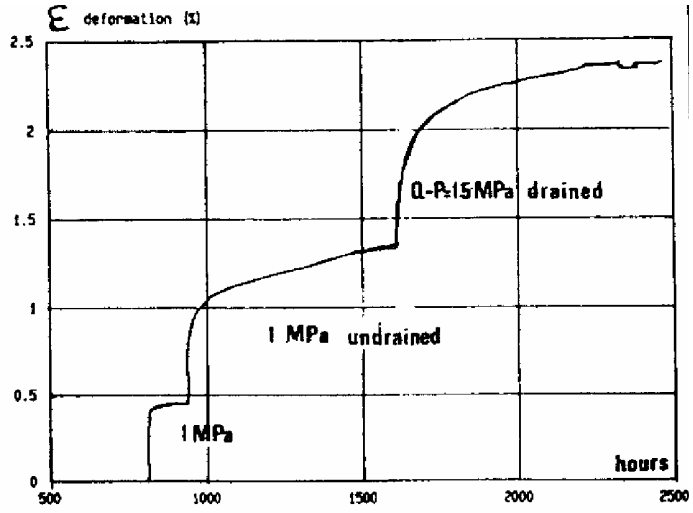


Figure 1- 14. Essai triaxial en condition non drainée et drainée (Giraud et Rousset, 1996)

Le fluage a été aussi observé par Zhang et Rothfuchs (2004) sur l'argilite du Callovo-Oxfordien (Figure 1- 15). Le fluage a été mis en évidence à tous les paliers de chargement

axial de 2 à 15 MPa, sur deux types d'échantillon, l'un prélevé dans le sens perpendiculaire au litage, et l'autre parallèle au litage. Pourtant, quand le sol était désaturé par l'exposition à l'humidité relative de la salle d'essai, la déformation devenait constante avec le temps. Cette observation montre que l'eau interstitielle est un facteur gouvernant le fluage. Les auteurs ont ainsi attribué le fluage à la déformation des couches très fines de l'eau interfolaire, et non à la déformation des grains de sol.

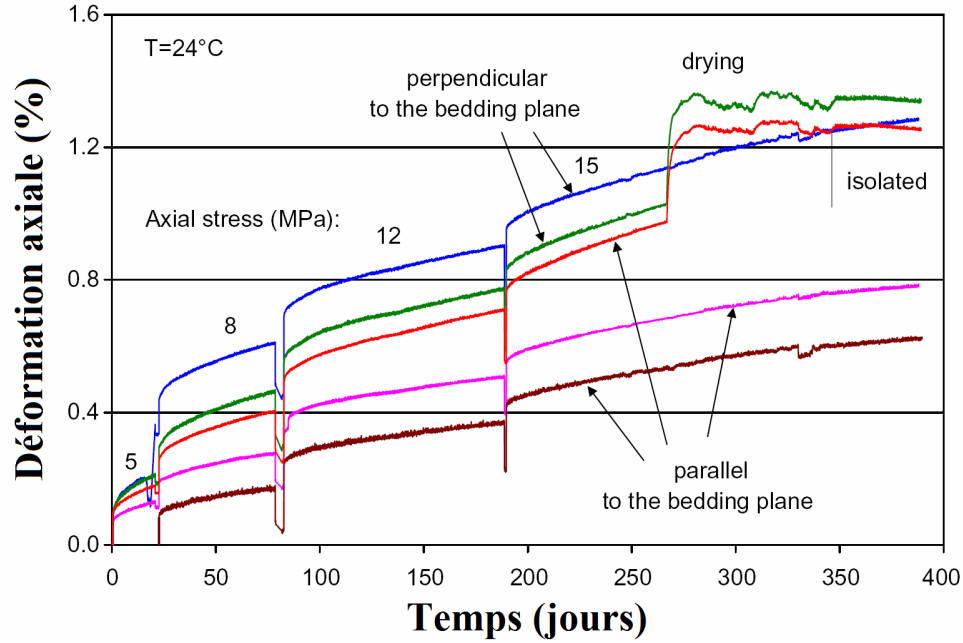


Figure 1- 15. Comportement différé de l'argilte du Callovo-Oxfordien (Zhang et Rothfuchs, 2004)

Les résultats de plusieurs essais réalisés par Zhang et Rothfuchs (2004) ont montré que les pentes de fluage (s^{-1}) diminuent et ensuite se stabilisent quand la déformation axiale augmente. Les valeurs stabilisées sont appelées pentes de fluage à l'état quasi-stationnaire. Une relation linéaire a été observée entre ces pentes et les charges axiales appliquées dans un plan logarithmique (Figure 1- 16). Les légendes montrent que les essais ont été réalisés sur des échantillons de deux types de dimension différents, l'un avec le rapport entre le diamètre et la longueur D/L = 45/90, l'autre avec D/L = 100/200.

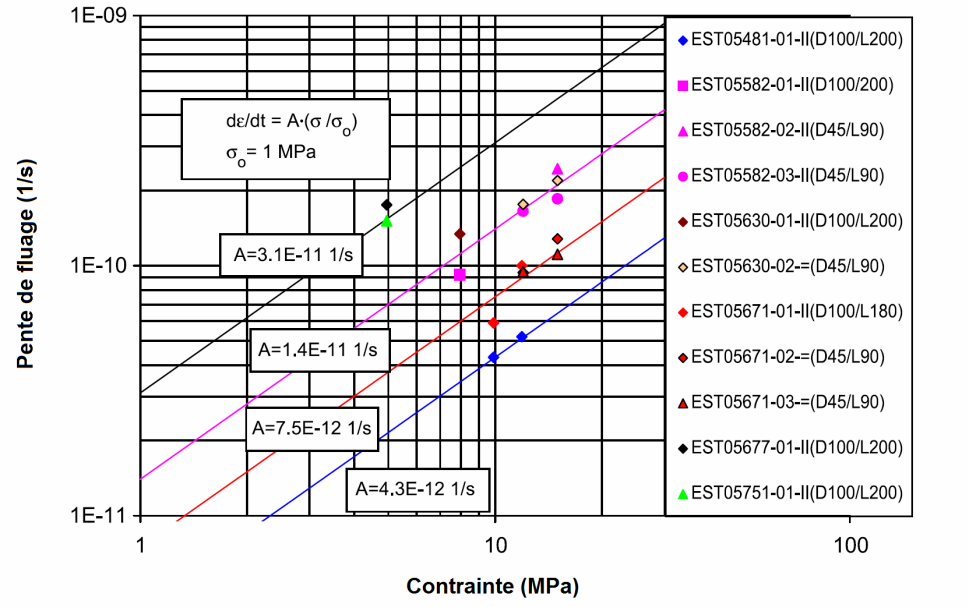


Figure 1- 16. Pentes de fluage à l'état quasi-stationnaire en fonction de la charge déviatorique appliquée (Zhang et Rothfuchs, 2004)

En bref, les résultats d'essais de compression à long terme en conditions drainées et non drainées ont montré l'existence du comportement différé (ou fluage). La pente de déformation visqueuse est dans la plupart des cas de l'ordre de 10^{-11} (s^{-1}). La déformation visqueuse est en général en relation croissante avec la charge extérieure appliquée.

1.3 Comportement thermique de l'argile

1.3.1 Effet de la température sur le comportement différé de sol

On aborde dans cette partie le phénomène de consolidation dû à la dissipation de la pression interstitielle. On s'intéresse plus particulièrement à l'évolution de la déformation dans le cas drainé, ou de la pression interstitielle dans le cas non drainé. Une attention particulière sera portée au comportement visqueux. L'effet de la température sur le fluage sera également présenté.

Le comportement volumique des sols pendant le chauffage a fait l'objet de plusieurs études. Paaswell (1967) a réalisé des essais de chauffage à charge constante dans la cellule oedométrique. L'auteur a observé que les courbes de variation volumique sont similaires à celles de la consolidation classique, d'où vient le terme de «consolidation thermique». Cette consolidation thermique est due à la pression interstitielle qui est générée par des expansions thermiques différentes des constituants de sol (solides et eau).

Campanella et Michell (1968) ont réalisé des essais de chauffage dans une cellule isotrope et ont étudié la dilatation thermique des constituants de sol. Les auteurs ont formulé une relation permettant de déterminer la variation volumique de sol à partir de la dilation thermique des constituants et du volume d'eau drainé à l'extérieur. Appliquant cette relation, on a l'équation suivante pour déterminer la déformation thermique :

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V_{dr} - (\alpha_w V_w + \alpha_s V_s)\Delta T}{V}$$

Où :

ε_v : déformation volumique, qui est positive dans le cas d'une contraction et négative dans le cas d'une dilatation ;

ΔV_{dr} : volume de l'eau expulsée à l'extérieur ;

α_s et α_w : coefficients d'expansion thermique du squelette solide et de l'eau libre, respectivement

V_s et V_w: volume du squelette solide et de l'eau libre, respectivement ;

ΔT : variation de température ;

V : volume initial de l'échantillon.

Campanella et Michell (1968) ont également étudié l'augmentation de la pression interstitielle dans des essais de chauffage non drainé. L'équation suivante a été proposée pour calculer la pression interstitielle générée dans le sol:

$$\Delta u = \frac{n\Delta T(\alpha_s - \alpha_w) + \alpha_{st}\Delta T}{m_v}$$

Où :

n : porosité du sol ;

α_{st} : coefficient de la variation volumique due au changement de la température ;

m_v : coefficient de compressibilité du sol.

Burghinoli et al. (2000) ont réalisé des essais de chauffage sur les échantillons de l'argile de Toldi reconstituée. Un cycle de température a été appliqué sur les échantillons normalement consolidés et surconsolidés en condition drainée (Figure 1- 17). La surpression interstitielle a été contrôlée et maintenue dans un écart faible, du/p' étant inférieur à 0,02, signifiant un drainage satisfaisant. A température constante, une variation de volume a été enregistrée (de point b à c). Cette variation ne peut pas être expliquée par la dissipation de pression interstitielle. Elle a été attribuée par les auteurs au réarrangement des particules de sol dû au chauffage, qui dépend du temps. Plusieurs essais ont montré que cette variation ne

semble pas se stabiliser dans le temps. A part les essais de chauffage drainés, les auteurs ont réalisé sur le même sol des essais de chauffage non drainés. Les résultats montrent également une augmentation de la pression interstitielle avec le temps, qui est aussi expliquée par le comportement visqueux du sol.

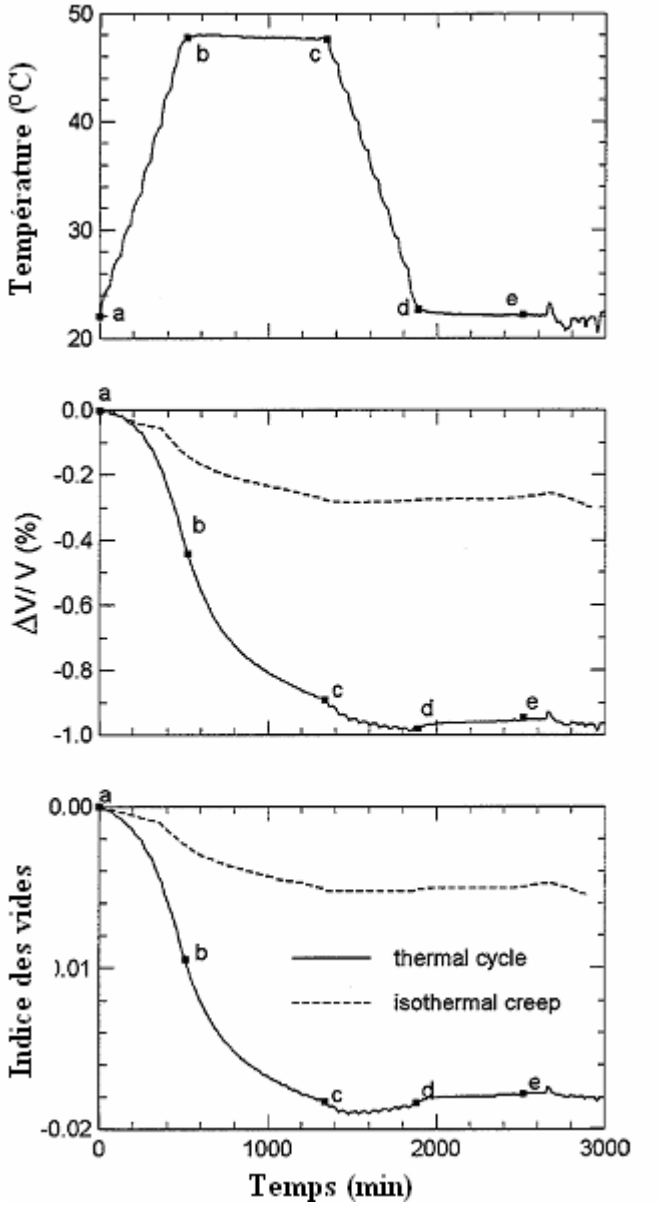


Figure 1- 17. Variation volumique sous un cycle thermique (Burghinoli et al., 2000)

De Bruyn et Thimus (1996) ont observé également une augmentation de la pression interstitielle dans l'argile de Boom chauffée en condition non drainée (Figure 1- 18). Toutefois, il paraît que le temps d'attente (moins d'une heure) n'était pas suffisamment long pour une conclusion pertinente sur le comportement du sol. En fait, la vitesse de chauffage

appliquée étant très importante (0,5 °C/mn), il est très probable que la dissipation de la pression interstitielle ne se soit pas produite.

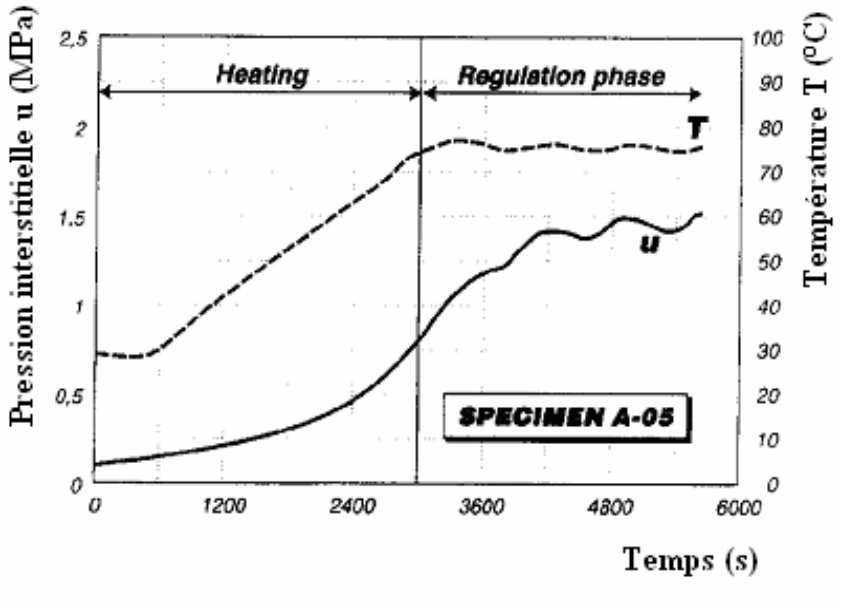


Figure 1- 18. Augmentation de la pression interstitielle due au chauffage en condition non drainée (De Bruyn et Thimus, 1996)

Zhang et al. (2007) ont chauffé l'argile à Opalinus par paliers (Figure 1- 19). La déformation à chaque palier a été donnée par des mesures des capteurs placés en parallèle ou perpendiculaires à la stratigraphie du sol. La Figure 1- 19b montre que juste après le chauffage, la déformation mesurée perpendiculairement à la stratigraphie montre une dilatation du sol. Pendant les cinq jours qui suivent le chauffage, l'échantillon se contracte. Cette contraction suit une pente constante avec le temps et ne semble pas se stabiliser, montrant un possible comportement visqueux. Les taux de fluage mesurés semblent augmenter avec la température. La différence entre les comportements observés en parallèle et en perpendiculaire au litage est expliquée par l'anisotropie significative du sol.

Delage et al. (2000) ont réalisé sur l'argile de Boom des essais de chauffage en conditions isotropes (Figure 1- 20). Le comportement du sol suite à des paliers de température a été décrit comme celui rencontré pendant la consolidation mécanique. Les auteurs ont suivi la variation volumique du sol et ont observé une assez bonne stabilisation de la réponse volumique à la fin de chaque palier de 10 °C pendant environ 40 heures, montrant une absence de la déformation différée.

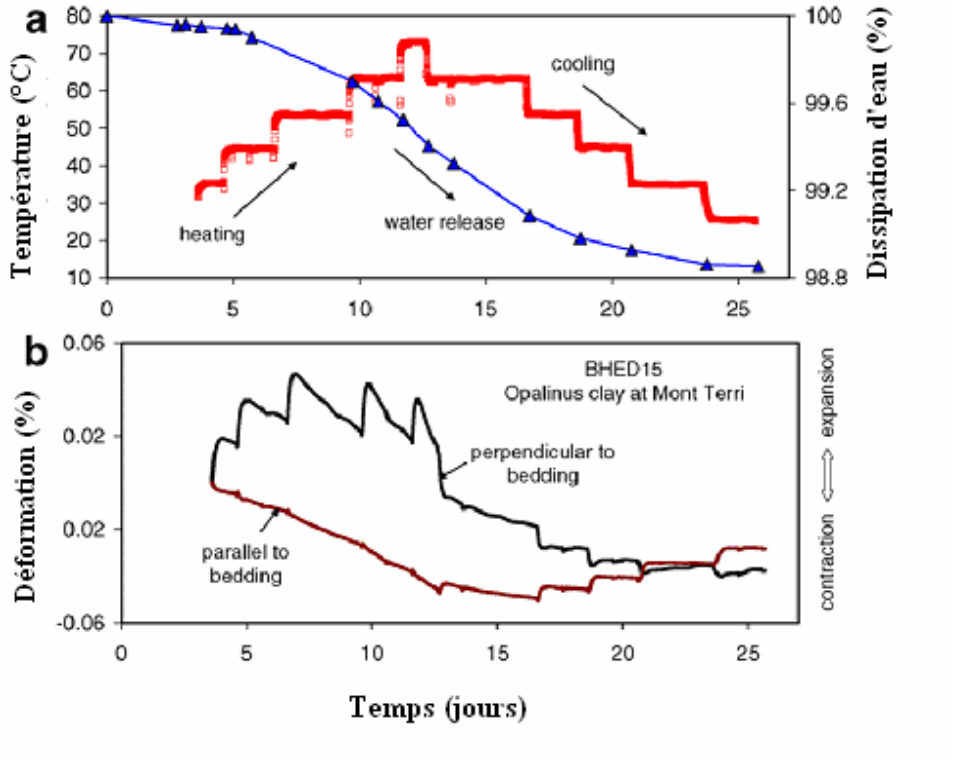


Figure 1- 19. Comportement volumique de l'argile Opalinus chauffée en paliers (Zhang et al., 2007)

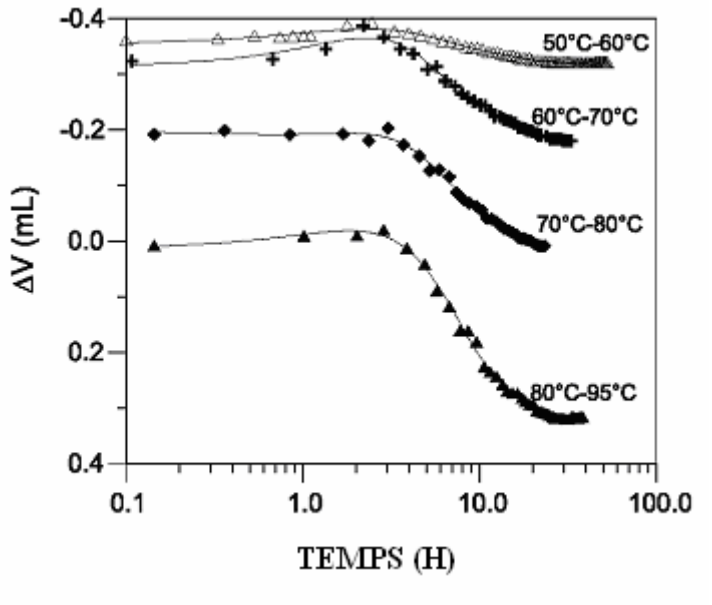


Figure 1- 20. Consolidation thermique de l'argile de Boom (Delage et al., 2000)

L'effet de la température sur le fluage causé par des sollicitations mécaniques a été étudié par plusieurs auteurs. Des essais de chauffage de long terme (de l'ordre de mois pour chaque palier de température) ont été réalisés par Zhang et al. (2007) à différentes contraintes

axiales sur l'argile à Opalinus et sur l'argilite du Callovo-Oxfordien. La Figure 1- 21 présente les pentes de déformation axiale en fonction de la température des essais à trois contraintes axiales. A des températures inférieures à 50°C, le fluage devient plus important quand la température est plus élevée. A des températures supérieures à 50°C, le fluage semble en revanche diminuer avec l'augmentation de la température, ce qui, d'après les auteurs, est attribué à l'expulsion de l'eau libre due au chauffage.

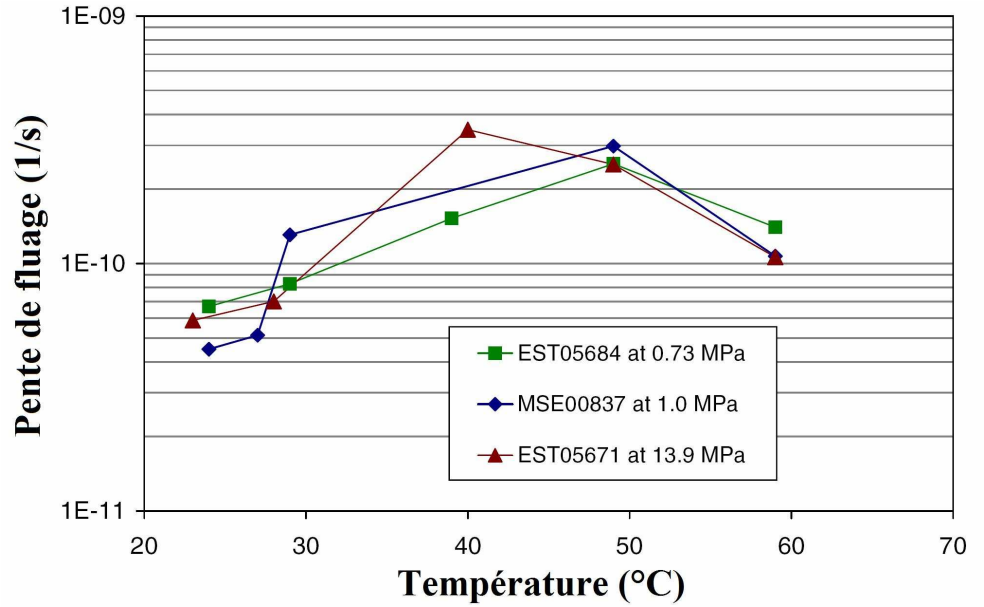


Figure 1- 21. Vitesses de déformation axiale ($\frac{d\varepsilon_a}{dt}$) en fonction de la température (Zhang et al., 2007)

Des déformations différées ont été observées par Gasc–Barbier et al. (2004) pendant des essais de compression axiale à températures différentes sur l'argilite du Callovo Oxfordien. Les auteurs ont montré que le taux de fluage dépend de la charge déviatorique appliquée, de l'histoire des contraintes, et de la température. Les résultats ont montré que quand la température augmente, la vitesse de déformation liée au fluage devient plus importante.

Des résultats expérimentaux obtenus dans la littérature montrent ainsi une influence importante de la température sur le comportement volumique des sols. En général, on observe un comportement de contraction différée dans les essais de chauffage drainé et une évolution de la pression interstitielle dans les essais de chauffage non drainée. Cette observation ne peut pas être expliquée simplement par la dilatation thermique des constituants de sol, qui ne

dépend pas du temps. Une des raisons possibles est qu'au sein de l'échantillon chauffé se manifeste un réarrangement des particules de sol, ce qui rend le sol plus compact en condition drainée et engendre une évolution de la pression interstitielle en condition non drainée. Ce réarrangement pourrait être à l'origine du comportement différé observé.

L'effet de la température sur le comportement volumique pendant des essais de compression à différentes températures a été aussi constaté. La température tend à augmenter le comportement visqueux observé à la fin de chaque sollicitation mécanique à température élevée. Zhang et al. (2007) l'ont expliqué par la diminution de la résistance au cisaillement entre les particules de sol, qui favorise la déformation différée.

1.3.2 Déformation volumique thermique

Les résultats des essais de chauffage de l'argile de Boom à différents degrés de surconsolidation (R_{OC}) réalisés par Sultan et al. (2002) sont présentés sur la Figure 1- 22. A $R_{OC} = 1$, le sol présente un comportement de contraction. Pourtant, quand le R_{OC} est plus élevé, le sol présente au début une dilatation suivie d'une contraction. La dilatation est d'autant plus importante que le R_{OC} est grand. Ce type de comportement a été aussi observé par plusieurs auteurs sur différents types de sol. Concernant l'argile reconstituée, on a des résultats de Towhata et al. (1993) sur une kaolinite reconstituée, et de Cekerevac et Laloui (2004) sur une autre kaolinite (Figure 1- 23). Concernant le sol naturel, principalement excavé à grande profondeur, on a des résultats de Baldi et al. (1988) sur l'argile de Boom, de Del Olmo et al. (1996) sur l'argile de Boom, l'argile de Pasquasia (Italie), et l'argile SS-1, IC-1 (Espagne), de Abuel-Naga et al. (2007) sur l'argile naturelle de Bangkok (Figure 1- 24).

Tous ces auteurs ont constaté en général un comportement de contraction pendant le refroidissement. La pente ε_v-T de cette contraction est égale à celle de la dilatation obtenue au début du chauffage, notamment dans le cas du sol très sur-consolidé. Il est donc admis que le comportement de contraction observé pendant le chauffage est plastique, tandis que la dilatation au début du chauffage et la contraction pendant le refroidissement sont élastiques. Abuel-Naga et al. (2007) ont attribué le comportement réversible à l'expansion thermique des minéraux argileux et à l'effet de la température sur les forces physico-chimique entre les particules. Le comportement irréversible est attribué au réarrangement des structures dû à l'augmentation de la température. Paaswell (1967), l'un des premiers qui ont étudié la déformation thermique des sols, a expliqué cette déformation irréversible par l'agitation thermique des molécules d'eau liées aux particules d'argile. Une fois ces molécules d'eau expulsées, les couches argileuses se rapprochent, engendrant la contraction irréversible.

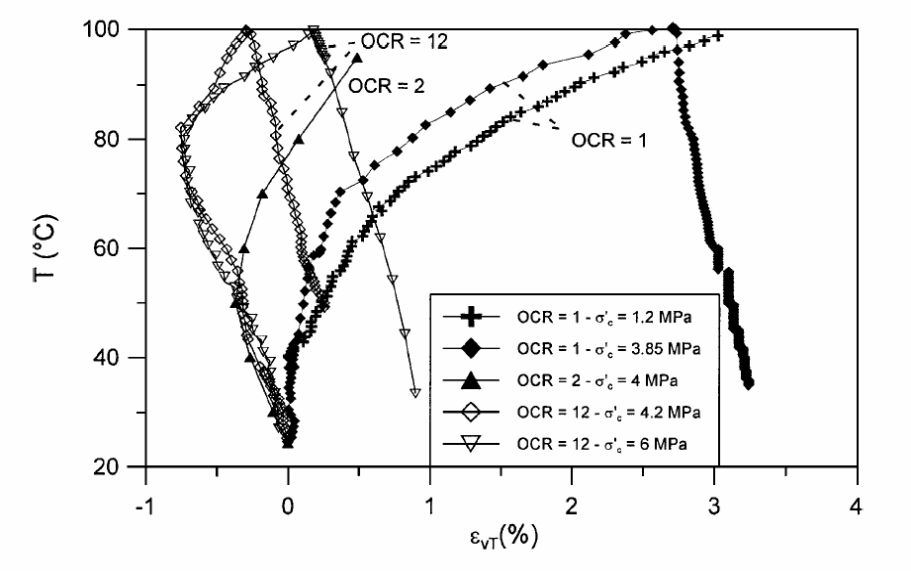


Figure 1- 22. Comportement volumique de l'argile de Boom pendant le chauffage et le refroidissement (Sultan et al., 2002)

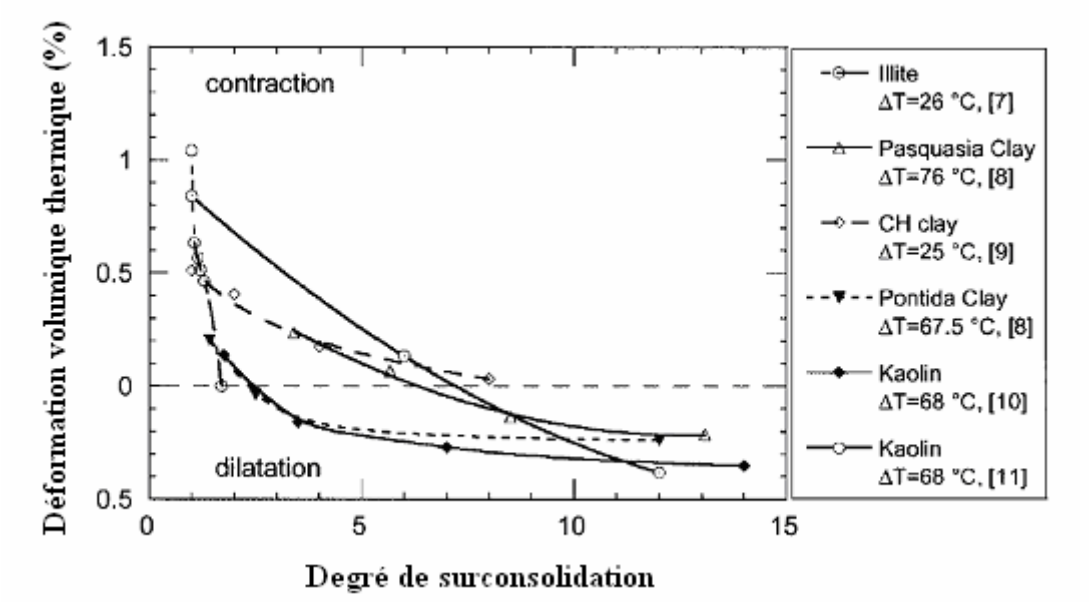


Figure 1- 23. L'influence du degré de surconsolidation sur la déformation volumique thermique des argiles (Cekerevac et Laloui, 2004)

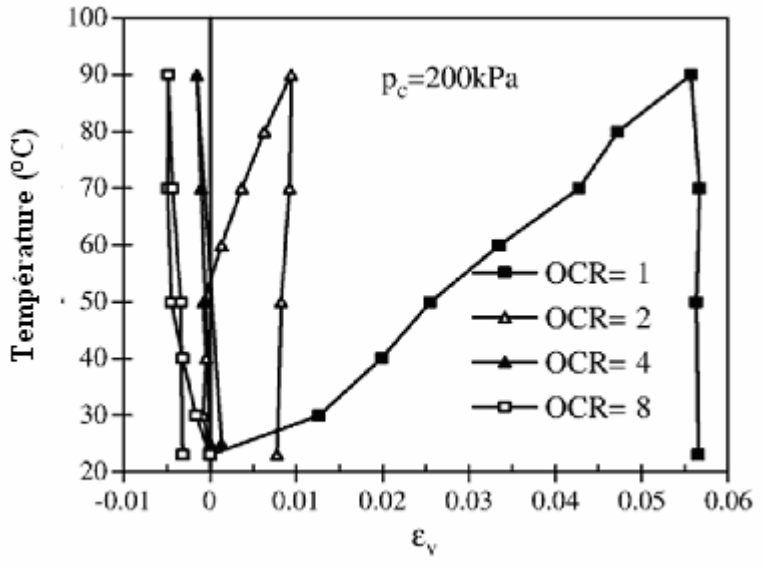


Figure 1- 24. Comportement volumique de l'argile de Bangkok pendant le chauffage et le refroidissement (Abuel-Naga et al., 2007)

1.3.3 Effet de la température sur le comportement mécanique

L'effet de la température sur le comportement mécanique a été largement étudié dans la littérature (Del Olmo et al., 1996 ; De Bruyn et Thimus, 1996 ; Tanaka et al., 1997 ; Burghinoli et al., 2000 ; Cui et al., 2000 ; Graham et al., 2001 ; Sultan et al., 2002 ; Zhang et al., 2007 ; etc). Ces travaux ont concerné l'effet de la température sur principalement deux aspects de comportement qui seront consécutivement présentés. Premièrement, on présente l'effet de la température sur les caractéristiques élasto-platiques, qui sont : la limite élastique (pression dite de préconsolidation dans le cas d'essais oedométriques ou d'essais de consolidation isotrope), la surface de charge, les coefficients de gonflement et de compression, les modules élastiques. Deuxièmement, on présente l'effet de température sur les caractéristiques à la rupture ou à l'état critique, qui sont : la résistance au cisaillement, l'angle de frottement φ', les courbes à l'état critique (CSL) dans le plan e-p', p'-q, et les pentes M.

1.3.3.1 Effet de la température sur le comportement élasto-plastique

La pression dite de préconsolidation, déterminée dans les essais de compression isotrope ou axiale, est considérée comme la limite élastique qui sépare le domaine pseudo-élastique du domaine plastique. Une diminution de la limite pseudo-élastique avec la température a été observée par plusieurs auteurs. La Figure 1- 25 présente les résultats de

Tidfors et Sallfors (1989) [12], Erikson (1989) [13], Moritz (1995) [14], Boudali et al. (1994) [15], regroupés par Cekerevac et Laloui (2004). Des observations identiques ont été faites dans les travaux de Sultan et al. (2002) sur l'argile de Boom (Figure 1- 26), de Cekerevac et Laloui (2004) sur une kaolinite reconstituée, d'Abuel-Naga et al. (2006a, b) sur l'argile naturelle de Bangkok.

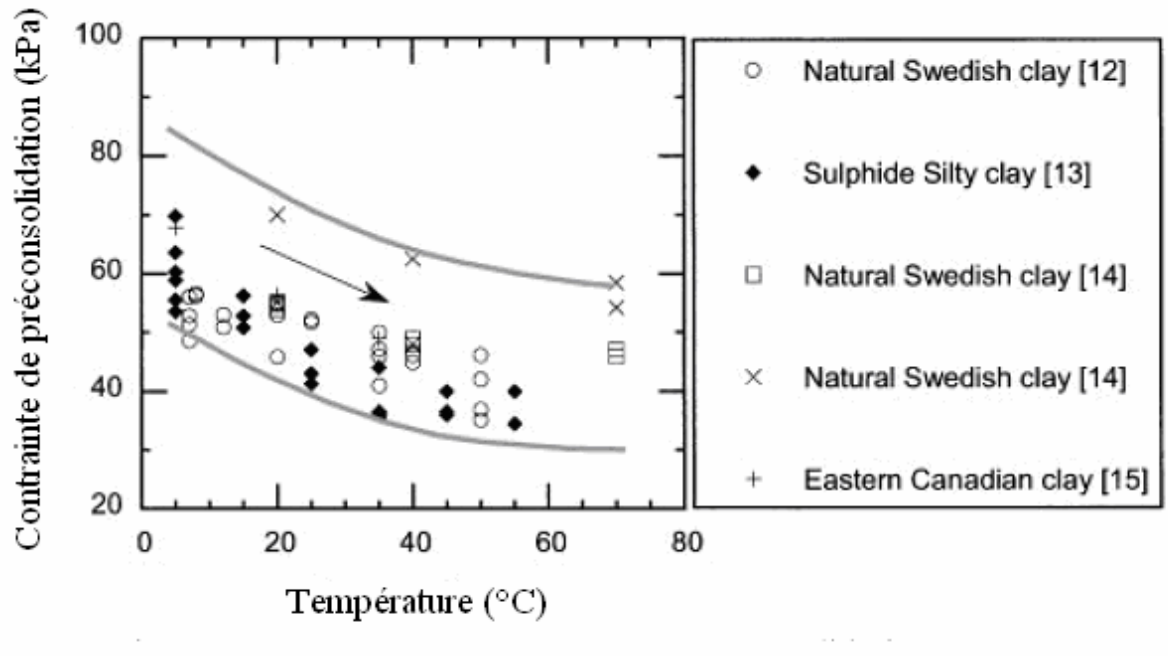


Figure 1- 25. Effet de la température sur la limite élastique : résumé des résultas de plusieurs auteurs (Cekerevac et Laloui, 2004)

Pour chaque sol, les limites élastiques obtenues des essais de compression isotrope et celles obtenues des essais de cisaillement sont présentées dans le plan p'-q pour établir la surface de charge. Un rétrécissement de la surface de charge suite à l'augmentation de la température a été observé par plusieurs auteurs, comme Tanaka et al. (1997) (l'argile illitique reconstituée) (Figure 1- 27), Cekerevac et Laloui (2004). Ces résultats montrent que le domaine élastique se contracte ; autrement dit quand la température augmente, le sol se plastifie à une contrainte plus faible.

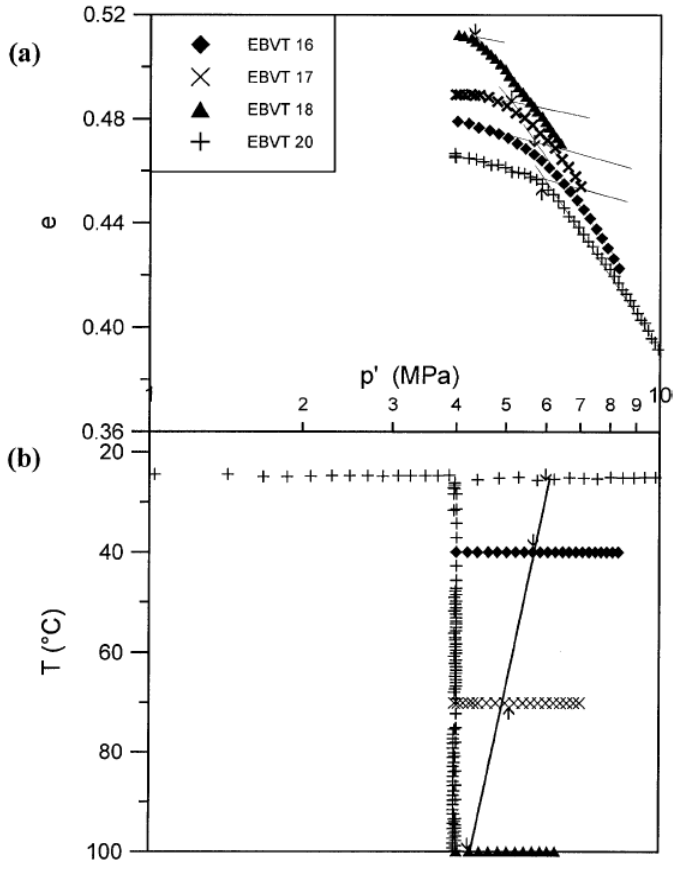


Figure 1- 26. Les courbes de compression isotrope à différentes températures, essais sur l'argile de Boom (Sultan et al., 2002)

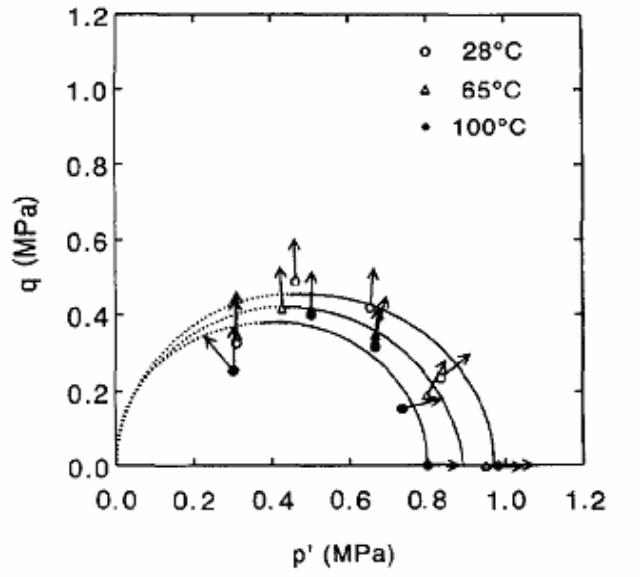


Figure 1- 27. Surfaces de charge déterminées à partir des essais de cisaillement à différentes températures, p'_0 = 0,5 MPa, R_{OC} = 2 (Tanaka et al., 1997)

Des études variées ont été effectuées sur l'effet de la température sur les propriétés de compressibilité (C_c et C_s) et sur les modules élastiques (E, G). Les résultats de Cekerevac et Laloui (2004) ont confirmé l'indépendance entre la température et le coefficient de compression isotrope C_c, déjà montré par Campanella et Mitchell (1968) qui avaient remarqué que les courbes de compression et de gonflement isotrope aux différentes températures étaient parallèles (Figure 1- 28). Les travaux de Lignau et al. (1996, 1994), et de Graham et al. (2001) sur l'argile illitique reconstituée ont montré également que des courbes de compression isotrope (NCL : normal consolidation line) obtenues à températures différentes sont pratiquement parallèles. Pourtant, une augmentation de κ (pente de compression élastique) avec la température a été remarquée par Graham et al. (2001).

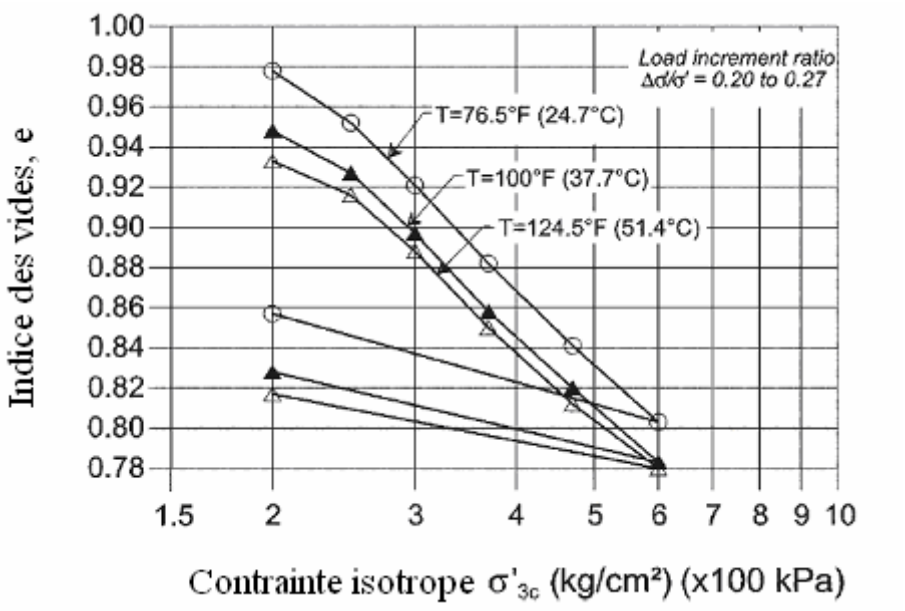


Figure 1- 28. Courbes de compression et de gonflement à différentes températures (Campanella et Mitchell, 1968)

Une augmentation du module de Young sécant (E, calculé à déformation axiale de 0,5% dans les essais de cisaillement) avec la température a été observée par Cekerevac et Laloui (2004) (Figure 1- 29). Une tendance similaire pour les modules sécants en condition non drainée a été constatée par Abuel-Naga et al. (2006a, b).

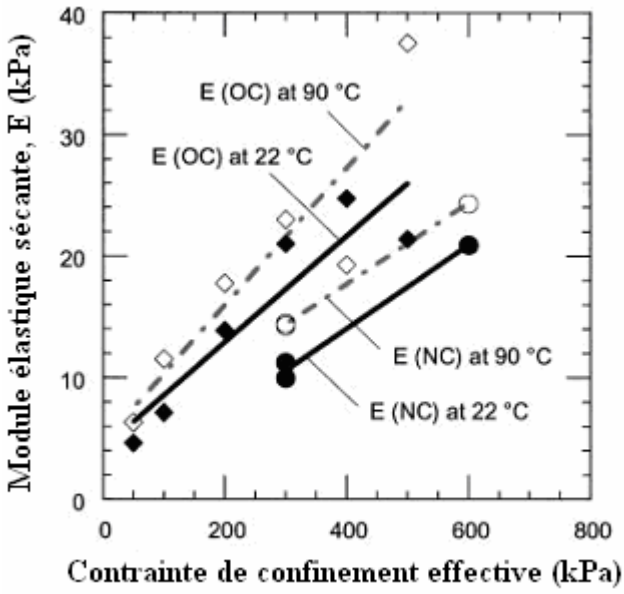


Figure 1- 29. Modules d'élasticité E obtenus des essais de cisaillement à 25 et 90°C (Cekerevac et Laloui, 2004)

1.3.3.2 Effet de la température sur le comportement à la rupture ou à l'état critique

De Bruyn et Thimus (1996) ont réalisé des essais de cisaillement non drainé à trois températures : 20, 50, 80 °C sur l'argile de Boom (Figure 1- 30). Les trois cisaillements ont été effectués à une même pression de confinement initiale de 3,1 MPa. Une diminution de la résistance au cisaillement avec la température a été observée. La vitesse de cisaillement n'a pas été précisée par les auteurs. Néanmoins, une durée totale de cisaillement de 15 heures semble mettre en évidence une vitesse très élevée. Les auteurs ont observé une augmentation plus rapide de la pression interstitielle à une température plus élevée.

Zhang et al. (2007) ont réalisé sur l'argile à Opalinus des essais de cisaillement non drainés à une vitesse de déformation contrôlée de 10^{-7} s^{-1}. Les résultats (Figure 1- 31) montrent que le sol devient moins résistant et plus ductile à une température plus élevée. D'après les auteurs, cette réduction de résistance pourrait être attribuée à l'augmentation de la pression interstitielle due au chauffage, qui diminue la pression moyenne effective dans le sol.

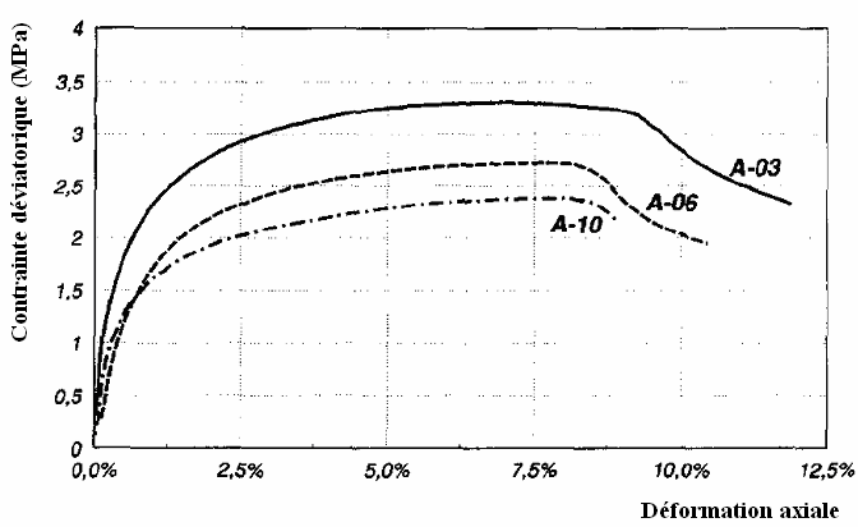


Figure 1- 30. Cisaillement non drainé à différentes températures. A-10 : 80 °C, A-06 : 50 °C, A-03 : 20 °C (De Bruyn et Thimus, 1996)

Une tendance inverse a été observée dans les travaux de Cekerevac et Laloui (2004) sur une kaolinite reconstituée et d'Abuel-Naga (2006a, b) sur l'argile naturelle de Bangkok. Les résultats de Cekerevac et Laloui (2004) ont montré une augmentation de la résistance au cisaillement avec la température dans les essais de cisaillement drainés sur les échantillons surconsolidés et normalement consolidés. Une observation similaire a été également effectuée par Abuel-Naga (2006b) dans les cas d'essais non drainés sur des échantillons surconsolidés et normalement consolidés (Figure 1- 32).

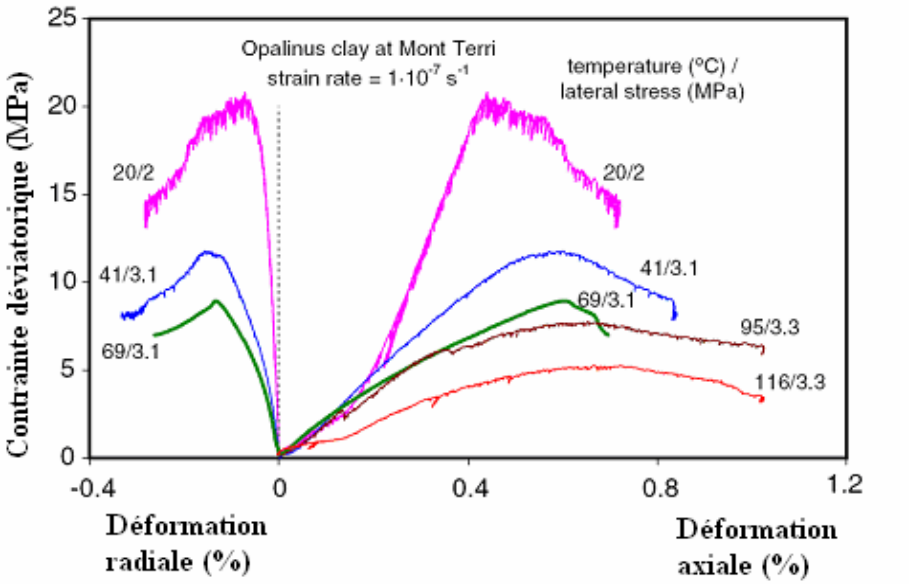


Figure 1- 31. Comportement de l'argile à Opalinus cisaillée à différentes températures (Zhang et al., 2007)

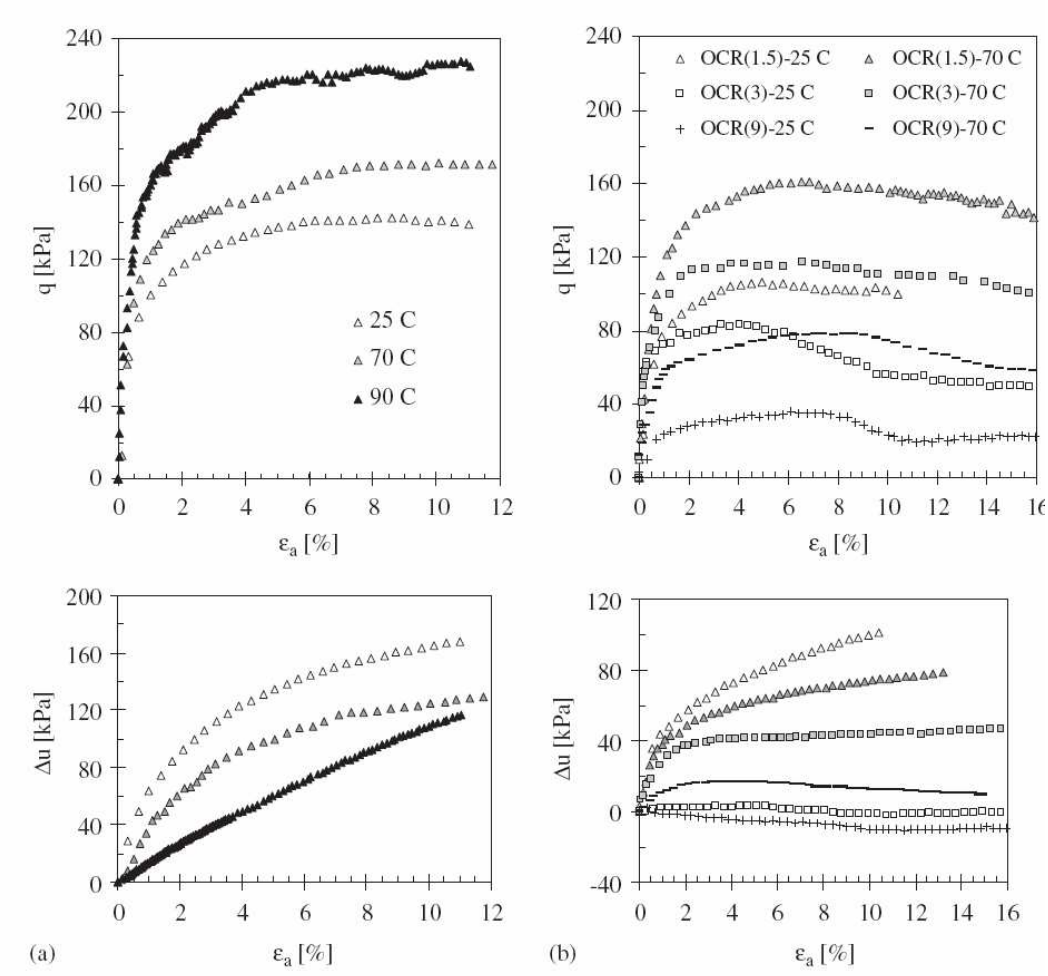


Figure 1- 32. Résultats des essais de cisaillement non drainés sur des échantillons (normalement consolidés et surconsolidés) de l'argile naturelle de Bangkok (p'_0 = 0,3 MPa) à différentes températures (Abuel-Naga, 2006b)

En revanche, Burghinoli et al. (2000) n'ont pas remarqué de différence significative entre les résistances au cisaillement obtenues à différentes températures (Figure 1- 33). Des conclusions similaires ont été aussi faites par Tanaka et al. (1997) sur une illite reconstituée.

Les résultats de Cekerevac et Laloui (2004) ont montré qu'il n'y avait pas d'influence de la température sur les caractéristiques à l'état critique, avec aucun effet de température décelable sur les pentes M de la courbe p'-q à l'état critique et sur l'angle de frottement φ'. Les courbes p'-e à l'état critique obtenues à différentes températures étaient pratiquement parallèles. Une tendance analogue a été observée avec les résultats répertoriés par Cekerevac et Laloui (2004). Ces résultats sont regroupés dans la Figure 1- 34, incluant les résultats de Hueckel et Baldi (1990) [18], Hueckel et Pellgrini (1989) [19], Burghinoli et al. (2000) [20],

et de Graham et al. (2001) [21]. On observe sur la figure que l'angle de frottement à l'état critique est indépendant de la température.

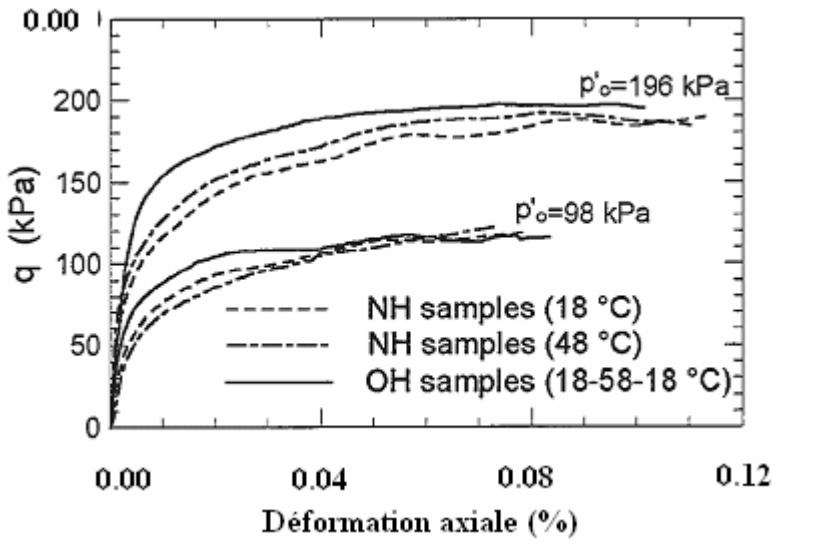


Figure 1- 33. Essais de cisaillement non drainés à différentes températures (Burghinoli et al., 2000)

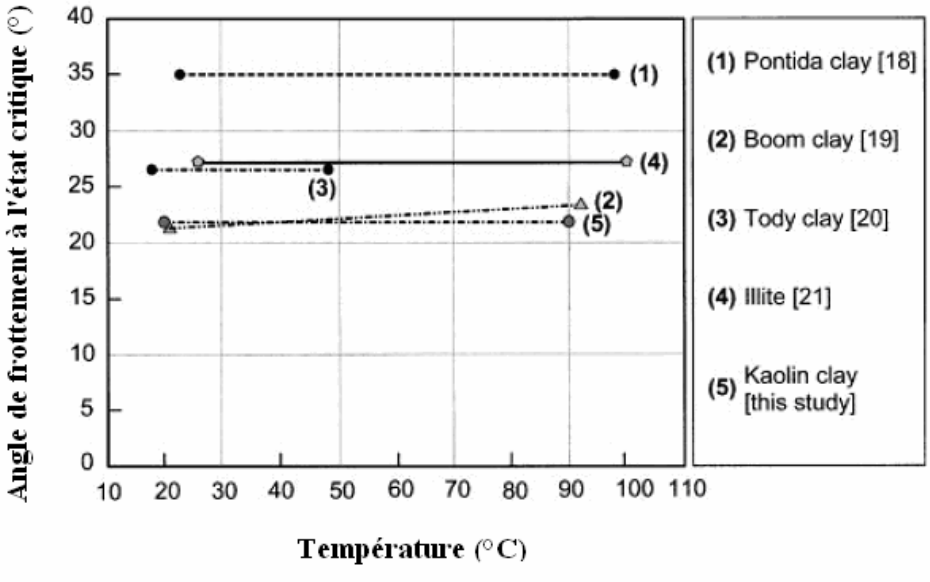


Figure 1- 34. L'effet de la température sur l'angle de frottement à l'état critique (Cekerevac et Laloui, 2004)

Des observations similaires ont été faites par Graham et al. (2001) en se basant sur les travaux de Lignau et al. (1994), de Graham et al. (2001), et de Tanaka et al. (1997) (Figure 1-

35). La figure montre que les courbes à l'état critique dans le plan p'-q à différentes températures sont pratiquement confondues. Par conséquent, la pente M et l'angle de frottement φ' sont indépendants de la température. De Bruyn et Thimus (1996) ont aussi trouvé une indépendance de M vis-à-vis de la température en réalisant des essais de cisaillement à différentes températures sur l'argile de Boom.

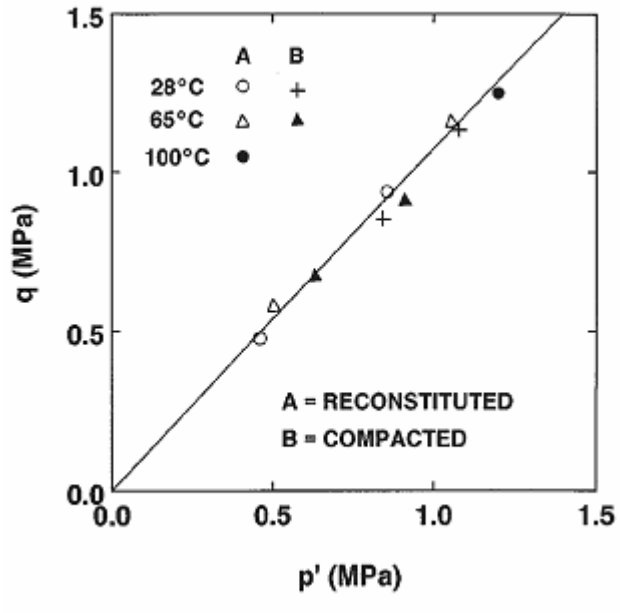


Figure 1- 35. Les courbes d'état critique (CSL) dans le plan p'-q des essais de cisaillement aux différentes températures (Graham et al., 2001)

1.4 Lois de comportement thermo-hydro-mécanique

De nombreuses études ont été réalisées sur la modélisation du comportement thermo-hydro-mécanique des sols saturés. Hueckel et Borsetto (1990), Hueckel et Baldi (1990), Hueckel et Pellegrini (1991) ont été les premiers à proposer une extension du modèle Cam-Clay modifié (Roscoe et Burland 1968) aux effets de la température sur le comportement des sols saturés. L'idée principale de ces modèles est liée à la diminution de la limite élastique avec l'augmentation de la température. La surface de charge caractérisant cette diminution est notée LY. Le même principe a été adopté par plusieurs auteurs pour la construction de différents modèles. Picard (1994) a proposé un modèle similaire à celui de Hueckel et Baldi (1990). Laloui et Cekerevac (2003) ont aussi appliqué l'idée pour élaborer un modèle dont la surface de charge LY évolue avec un paramètre lié au caractéristique du matériau (γ). Des détails supplémentaires de ce modèle ainsi que les résultats expérimentaux utilisés sont donnés dans Cekerevac et Laloui (2004), Cekerevac et al. (2005). D'autres modèles basés sur

la surface de charge LY ont été proposés par Del Olmo et al. (1996), Graham et al. (2001). Cui et al. (2000) ont établi un modèle de multimécanismes dont une partie est basée sur la surface de charge LY. Les auteurs ont ajouté une autre surface de charge TY décrivant le comportement volumique plastique du sol lié au chauffage. Les influences du degré de surconsolidation R_{OC} sur le comportement volumique du sol sont prises en compte par une autre surface notée HC (Heating Collapse). D'autres travaux sur la modélisation thermo-hydro-mécanique de l'argile de grande profondeur ont été réalisés par Del Olmo et al. (1996), Hueckel et Pellegrini (1996), avec la prise en compte de l'effet d'anisotropie.

1.4.1 Modèle de Cui et al. (2000)

1.4.1.1 Elasticité

La déformation élastique est calculée par l'équation suivante :

$$d\varepsilon_v^e = d\varepsilon_{vT}^e + d\varepsilon_{vp}^e = \alpha_2 dT + \left[\frac{\kappa}{(1+e_0)}\right]\frac{dp'}{p'}$$

Où:

$d\varepsilon_{vT,p}^e$: déformation volumique élastique due à la température et à la contrainte, respectivement ;

κ : pente de compression élastique déterminée pendant le chargement élastique ;

α_2 : paramètre gouvernant la déformation thermique élastique ;

e_0 : indice des vides initial.

1.4.1.2 Plasticité

Deux surfaces de charge ont été proposées : LY (Loading Yield) and TY (Thermal Yield), avec les équations suivantes :

TY : $T_{CT} = (T_c - T_0)\,exp(-\beta p') + T_0$

LY : $p'_{cT} = p'_{c0}\,exp(-\alpha_0 \Delta T)$

Où :

β : paramètre qui définit l'allure de la surface et gouverne l'évolution de la surface TY avec la déformation plastique ;

p'_{c0} : pression de préconsolidation ;

α_0 : paramètre gouvernant l'allure de la courbe LY.

La surface TY définit la limite de température où le comportement du sol reste dans le domaine élastique, tandis que la surface LY correspond aux limites élastiques obtenues à différentes températures. Les lois d'écrouissage de ces deux surfaces sont définies par l'évolution du paramètre β (TY) et de la pression de préconsolidation p'_{c0} (LY). Les résultats expérimentaux dans la littérature ont montré que le chauffage des argiles surconsolidées engendre une déformation élastique suivie d'une déformation plastique. Les changements de l'élasticité à la plasticité sont représentés sur le plan T-p' par la courbe HC dont l'équation est :

$$p' = c_1 p'_{c0} \, exp(c_2 \Delta T)$$

Les déformations plastiques sont définies en utilisant la condition de consistance et résumées comme suit :

$$d\varepsilon_{vT}^{p} = \alpha_p \left[exp\left(\alpha_p \Delta T\right) - a \right] dT$$

$$d\varepsilon_{vTp}^{p} = d\varepsilon_{vpT}^{p} = \alpha_1 \frac{dp'}{p'}$$

$$d\varepsilon_{vp}^{p} = \frac{\lambda - \kappa}{v_0} \frac{dp'_{cT}}{p'_{cT}}$$

Où :

$d\varepsilon_{vT}^{p}$, $d\varepsilon_{vTp}^{p}$: déformations volumiques plastiques dues au chauffage et chargement (quand la température atteint la courbe TY), respectivement ;

$d\varepsilon_{vp}^{p}$, $d\varepsilon_{vpT}^{p}$: déformations volumiques plastiques dues au chargement et chauffage (quand la contrainte atteint LY), respectivement ;

a : paramètre de forme ;

α_p : coefficient lié à la déformation thermique plastique.

Les allures des surfaces de charge et les incréments des déformations plastiques associées sont présentés sur la Figure 1- 36.

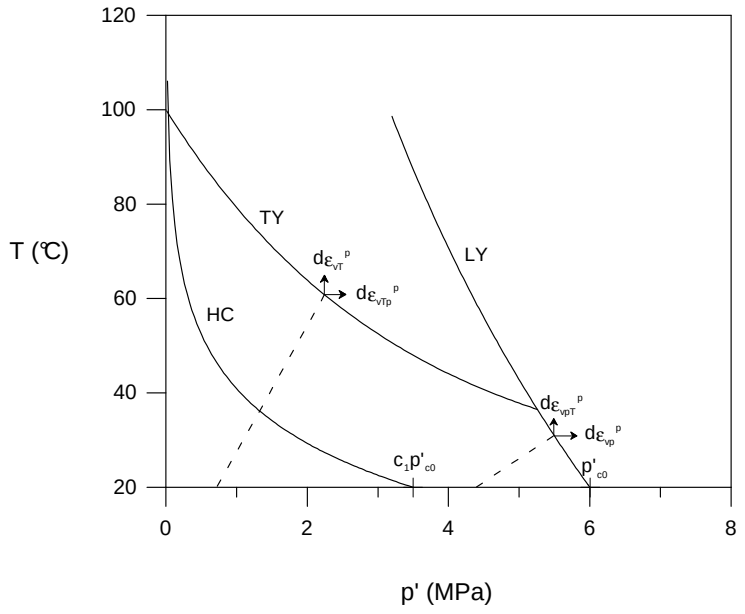


Figure 1- 36. Surfaces de charge et les incréments des déformations plastiques générées pendant le chargement mécanique ou chauffage (Cui et al., 2000)

1.4.2 Modèle de Graham et al. (2001)

1.4.2.1 Elasticité

Les auteurs ont montré que la déformation déviatorique élastique était purement mécanique et ne dépendait pas de la température :

$d\varepsilon_s^e = d\varepsilon_s^{se}$ et $d\varepsilon_s^{Te} = 0$

Où :

$d\varepsilon_s^{se}$, $d\varepsilon_s^{Te}$: déformations déviatoriques élastiques liées respectivement à la sollicitation mécanique et à celle thermique ;

$d\varepsilon_s^e$: déformation déviatorique élastique totale.

La déformation volumique élastique totale ($d\varepsilon^{\varepsilon}_v$) est composée aussi de deux parties mécanique ($d\varepsilon_v^{se}$) et thermique ($d\varepsilon_v^{Te}$).

$d\varepsilon_v^e = d\varepsilon_v^{se} + d\varepsilon_v^{Te}$

$d\varepsilon_v^{se} = \dfrac{dp'}{K_T}$, avec $K_T = vp'/\kappa_T$: module de compressibilité isotherme, dépendant de la température.

$$d\varepsilon_v^{Te} = \frac{\kappa_2 - \kappa_1}{v} \ln\left[p'_{cons} \left(\frac{(p'_{c1})^{\kappa_1}}{(p'_{c2})^{\kappa_2}} \right)^{1/(\kappa_2 - \kappa_1)} \right]$$

$$d\varepsilon_v^{e} = d\varepsilon_v^{se} + d\varepsilon_v^{Te} = \frac{dp'}{K_T} + \frac{\kappa_2 - \kappa_1}{v} \ln\left[p'_{cons} \left(\frac{(p'_{c1})^{\kappa_1}}{(p'_{c2})^{\kappa_2}} \right)^{1/(\kappa_2 - \kappa_1)} \right]$$

Où :

p'_{cons} : pression de préconsolidation ;

κ_1, κ_2 : pentes de compression élastique déterminées à deux températures différentes T_1 et T_2, respectivement ;

p'_{c1}, p'_{c2} : pression de préconsolidation correspondant respectivement à température T_1 et T_2.

1.4.2.2 Plasticité

Les déformations plastiques dues à des sollicitations mécaniques isotropes et thermiques sont calculées par l'équation suivante :

$$d\varepsilon_v^{sp} = \frac{\lambda - \kappa_T}{vp'} dp'$$

$$d\varepsilon_v^{Tp} = Edt - \frac{\kappa_2 - \kappa_1}{v} \ln\left(\frac{ROC_{T0}}{ROC_T}\right)$$

Où :

$R_{OC\ T0,\ T}$: degré de surconsolidation à la température initiale et à la température actuelle ;

E : constante de proportionnalité ;

v : volume spécifique.

Pour la surface de charge, les auteurs ont adopté la fonction du modèle Cam-Clay modifié : $f = q^2 - M^2[p'(p'_0 - p')] = 0$. D'après les résultats expérimentaux, cette surface se rétrécit avec l'augmentation de la température.

A partir des donnés expérimentales, ils ont établi une relation entre la limite élastique isotrope et la température :

$$p'_T = \frac{p'}{\exp\left(\frac{EdT}{\lambda}\right)}$$

1.4.3 Modèle de Laloui et Cekerevac (2003)

1.4.3.1 Elasticité

La déformation élastique est la superposition de la déformation thermique réversible et la déformation mécanique élastique :

$$\varepsilon_v^{Te} = \beta_s (T - T_0) + \frac{p' - p'_0}{K}$$

Où :

ε_v^{Te} : déformation thermo-élastique ;

β_s : coefficient de dilation volumique thermique qui dépend de la température et de la pression de consolidation ;

$(T-T_0)$: variation de température ;

p', p'_0 : respectivement la pression effective initiale et actuelle ;

K : module de compressibilité isotherme qui dépend de la valeur de pression.

1.4.3.2 Plasticité

Les résultats expérimentaux montrent que la pression de préconsolidation déterminée à une température T suit une relation logarithmique :

$$\sigma'_c(T) = \sigma'_c(T_0)\left[1 - \gamma \log(T / T_0)\right]$$

Où :

$\sigma'_c(T_0)$: pression de préconsolidation déterminée à une température de référence T_0 ;

γ : paramètre lié à la nature du sol.

La surface de charge dans le cas isotrope est décrite par : $f = p' - \sigma_c'$. Au cours d'un essai de consolidation isotherme, l'évolution de la pression de préconsolidation σ'_c est liée à la déformation volumique plastique ε_v^p par :

$$\sigma'_c = \sigma'_c(T) \exp(\beta \varepsilon_v^p)$$

β : compressibilité plastique, la pente de la partie plastique de la courbe ε_v-logσ'.

En combinant les trois dernières équations, on a l'expression de la surface de charge thermo-plastique isotrope :

$$f = p' - \sigma'_c(T_0) \exp(\beta \varepsilon_v^p)\left[1 - \gamma \log(T / T_0)\right]$$

La forme de la surface de charge est montrée sur la Figure 1- 37, avec différentes valeurs du paramètre γ. La déformation thermo-plastique incrémentale est déterminée à partir de l'équation de consistance *df = 0.*

$$\dot{\varepsilon}_v^P = -\frac{\partial_{p'} f\dot{p}' + \partial_T f\dot{T}}{\partial_{\varepsilon_v^P} f}$$

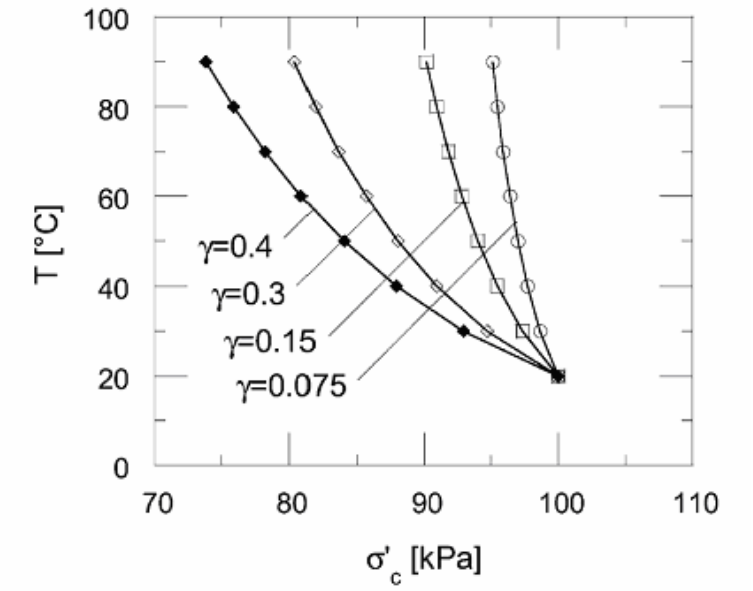


Figure 1- 37. Allure de la surface de charge LY avec différentes valeurs de γ (Laloui et Cekerevac, 2003)

1.5 Lois de comportement tenant en compte l'effet du temps

Les modèles prenant en compte l'effet du temps peuvent être divisés en deux grandes catégories (Hicher et Shao, 2002). Dans la première, on trouve les modèles visco-élasto-plastiques, où la viscosité est décrite comme une partie additionnelle à la déformation élastoplastique. $d\varepsilon = d\varepsilon_{ins\tan tan\acute{e}e} + d\varepsilon_{différée} = d\varepsilon^{ep} + d\varepsilon^{v} = d\varepsilon^{e} + d\varepsilon^{p} + d\varepsilon^{v}$. Dans la deuxième catégorie, on trouve les modèles élasto-viscoplastiques, où la viscosité est décrite comme une partie de la déformation plastique : $d\varepsilon = d\varepsilon_{réversible} + d\varepsilon_{irréversible} = d\varepsilon^{e} + d\varepsilon^{vp}$. A cause de la difficulté liée à la distinction expérimentale entre le comportement visqueux et instantané, on ne trouve qu'un nombre assez limité de travaux sur la première approche. En revanche, la deuxième catégorie est largement utilisée, comme par exemple dans les travaux de Yin et Graham (1996, 1999), de Krogsboll (1998), de Nash et Ryde (2001). Augustesen et al. (2004), et Liingaard et al. (2004) ont réalisé des évaluations intéressantes sur des modèles prenant compte du temps.

Les modèles élasto-visco-plastiques peuvent être classés aussi dans deux catégories. La première est de type «surchargement» (over-stress) avec une déformation viscoplastique qui dépend de la distance de l'état de contrainte actuel à la surface de charge. La deuxième regroupe les modèles à surface «non stationnaire» avec des surfaces de charge qui évoluent avec la déformation viscoplastique. Dans les deux cas, la règle d'écoulement plastique peut être associée ou non-associée.

D'autres approches plus empiriques ou rhéologiques existent également pour décrire le comportement visqueux. Dans la plupart des cas, les modèles empiriques permettent de bien simuler les essais en prenant le temps comme une variable.

1.5.1 Les modèles à surchargement

Les modèles sont basés sur la théorie de Perzyna (1966). Ils appartiennent à la catégorie élasto-viscoplastique, et négligent donc les déformations visqueuses dans le domaine élastique. Ainsi, seule la partie plastique est visqueuse: $d\varepsilon = d\varepsilon^{e} + d\varepsilon^{vp}$.

La déformation viscoplastique suit une loi d'écoulement non associée :

$$d\varepsilon^{vp} = \gamma\langle\Phi(F)\rangle\frac{\partial g}{\partial\sigma}$$

Où :

γ : paramètre de fluidité ;

Φ : noyau visqueux, fonction de la variable de surchargement F, qui est déterminée expérimentalement ;

g : fonction du potentiel plastique ;

< > : les crochets de Macaulays qui sont définis comme :

$$\langle\Phi(F)\rangle = \begin{cases} 0 & F \le 0 \\ \Phi(F) & F > 0 \end{cases}$$

F est définie en fonction de l'état de contrainte actuel et du travail viscoplastique produit par le chargement W^{vp} :

$$W^{vp} = \int \sigma d\varepsilon^{vp}$$

$$F = \frac{f_d(\sigma, W^{vp})}{\kappa_s(W^{vp})} - 1$$

Où :

f_d : surface de charge dynamique sur laquelle se trouve le point représentatif de l'état des contraintes actuel ;

κ_s : variable d'écrouissage, qui dépend de la surface de charge statique.

Les crochets de Macaulays impliquent que la déformation viscoplastique n'est présente que quand l'état de contrainte est au-delà de la surface statique, caractérisant par la condition F > 0. La position de la surface statique f_s est en réalité difficile à déterminer ; elle ne peut être déterminée qu'en réalisant des essais à vitesse de chargement très lente (Wood, 1990 ; Hinchberger et Rowe, 1998).

1.5.2 Les modèles à surface non stationnaire

La théorie de surface d'écoulement non stationnaire (NSFS) est caractérisée par l'introduction d'une ou plusieurs variables dans la description de la surface de charge. Cette théorie a été présentée dans Olszak et Perzyna (1966), et Satake (1989). La surface de charge est évolutive en fonction de ces variables : $f(\sigma, \varepsilon^{vp}, \beta) = 0$, où β est une fonction dépendante du temps. Le matériau est considéré comme en état viscoplastique uniquement si f = 0. Comme les modèles à surchargement, la déformation est décomposée en une part élastique et une autre part viscoplastique : $d\varepsilon = d\varepsilon^{e} + d\varepsilon^{vp}$.

La déformation viscoplastique est déterminée par l'équation :

$$d\varepsilon^{vp} = \langle \Lambda \rangle \frac{\partial g}{\partial \sigma}$$

Où :

Λ : multiplicateur viscoplastique non négatif ;

g : potentiel viscoplastique.

Λ est déterminé à partir de la condition de consistance (f' = 0) :

$$\Lambda = -\frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\dot{\sigma} + \frac{\partial f}{\partial \beta}\dot{\beta}}{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon^{vp}}\frac{\partial g}{\partial \sigma}} = \Lambda_1 + \Lambda_2$$

Où :

$$\Lambda_1 = -\frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\dot{\sigma}}{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon^{vp}}\frac{\partial g}{\partial \sigma}} \text{ et } \Lambda_2 = -\frac{\frac{\partial f}{\partial \beta}\dot{\beta}}{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon^{vp}}\frac{\partial g}{\partial \sigma}}$$

Le paramètre Λ_1 est similaire au multiplicateur λ dans les équations élastoplastique classiques. On peut donc conclure que la seule différence entre λ et Λ est que le dernier compose un terme additionnel qui est $\frac{\partial f}{\partial \beta}\dot{\beta}$, caractérisant le comportement visqueux.

Lors du fluage, la surface de charge évolue bien que la contrainte soit gardée constante. Cette évolution de surface de charge fait que le chargement ultérieur se déroule d'abord dans la zone élastique.

1.5.3 Modèles empiriques

Les modèles empiriques sont applicables pour des cas avec des conditions spécifiques. Le modèle le plus connu est celui basé sur une loi de fluage semi-logarithmique avec un paramètre $C_{\alpha e}$ ou $C_{\alpha \varepsilon}$.

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta e}{\Delta \log(t)}, \text{ ou } C_{\alpha \varepsilon} = \frac{\Delta e}{(1+e_i)\Delta \log(t)} = \frac{\varepsilon_z}{\Delta \log(t)} = \frac{C_{\alpha e}}{1+e_i}$$

Plusieurs hypothèses concernant ce paramètre ont été proposées pour simuler des essais oedométriques de laboratoire. La plus simple considère que $C_{\alpha e}$ est constant. Walker et Raymond (1968) ont proposé une relation linéaire entre $C_{\alpha e}$ et l'indice de compression C_c pour décrire le comportement de l'argile Leda. Yin et Graham (1999) ont présenté une nouvelle loi de fluage où $C_{\alpha e}$ dépend également du temps écoulé. Suivant cette loi, la déformation visqueuse ne se développe pas infiniment mais tend vers une limite.

1.5.4 Modèles rhéologiques

Cette approche est développée en utilisant des modèles élémentaires de mécanique composés d'un ressort (loi de Hooke), d'un piston (loi de Newton), et d'un élément cohésif de pantin (Figure 1- 38). Les trois modèles les plus appliqués dans la mécanique correspondent aux différentes combinaisons de ces trois éléments : (1) le modèle de Maxwell consiste en un ressort et un piston reliés en série. (2) le modèle de Kelvin Voigt consiste en un ressort et un piston reliés en parallèle. (3) le modèle Bingham consiste en trois éléments reliés comme sur la Figure 1- 39.

L'équation différentielle décrivant le modèle Bingham est la suivante :

$$\dot{\varepsilon} = \begin{cases} \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{vp} = \dfrac{\dot{\sigma}}{E} + \dfrac{\sigma - \sigma_y}{\eta} & \sigma > \sigma_y \\ \dot{\varepsilon}^e = \dfrac{\dot{\sigma}}{E} & \sigma \le \sigma_y \end{cases}$$

D'après le schéma et l'équation du modèle de Bingham, on peut remarquer que la partie visqueuse est inactivée quand $\sigma \le \sigma_y$, i.e. quand l'état de contrainte est inférieur à un seuil plastique. L'idée du seuil du modèle Bingham est similaire à celui du modèle de surchargement.

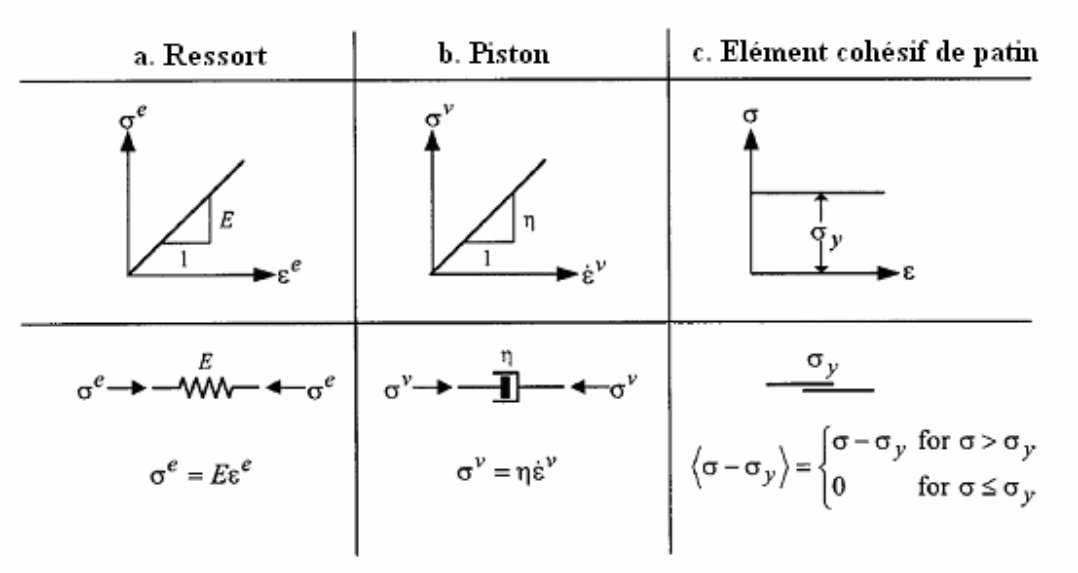


Figure 1- 38. Représentation des éléments de mécanique élémentaire : un ressort (loi de Hooke), un piston (loi de Newton), et un élément de patin

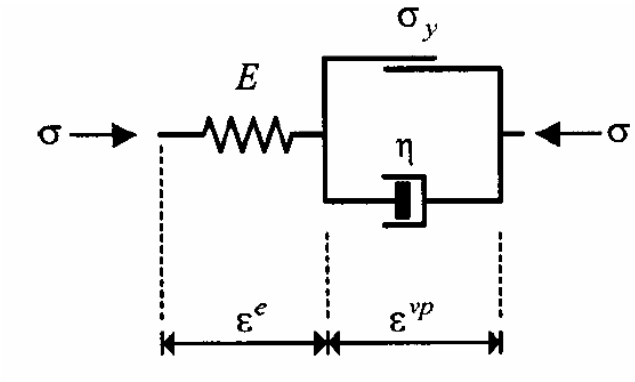


Figure 1- 39. Modèle de Bingham

1.6 Conclusions

Une étude bibliographique a été réalisée. En premier lieu, deux aspects du comportement mécanique de l'argile de grande profondeur ont été abordés. Le premier concerne le comportement pendant la phase de resaturation. Des résultats expérimentaux trouvés dans la littérature ont montré que le comportement des sols dépend de leurs états initiaux et des conditions d'essais, notamment de la contrainte effective appliquée. Le mode d'application de cette contrainte joue également un rôle important sur la réponse volumique des sols. Le deuxième aspect concerne les caractéristiques visqueuses des sols. Les sols de grande profondeur sont susceptibles de manifester un comportement différé non négligeable.

Plusieurs résultats ont montré que le taux de fluage dépendait de l'état des contraintes appliquées au sol. Il est d'autant plus élevé que la contrainte est importante.

En second lieu, on a abordé le comportement thermique qui a concerné d'abord la consolidation thermique, i.e. la dissipation de la pression de l'eau interstitielle générée par l'effet thermique. Les résultats expérimentaux présentés montrent que dans la plupart des cas, le chauffage engendre soit une déformation dans le cas drainé, soit une pression interstitielle dans le cas non drainé ; les deux grandeurs évoluent avec le temps, caractérisant un comportement visqueux. La température s'avère être un facteur important pour le fluage activé par des sollicitations mécaniques. Les études sur le comportement thermique portent ensuite sur la déformation volumique des sols pendant le chauffage. On a constaté en général une contraction du sol pendant le chauffage et le refroidissement. Pour le sol très surconsolidé, une phase de dilatation peut être observée au début du chauffage. On a présenté finalement l'effet de la température sur les propriétés de compressibilité et de résistance au cisaillement des sols.

Sur le plan de la modélisation, l'idée principale caractérisant le comportement est liée à la diminution de la limite élastique avec l'augmentation de la température. Cette diminution a permis la détermination d'une surface de charge (qu'on note LY) dans le plan p'-T (Hueckel et Baldi, 1990 ; Hueckel et Pellegrini, 1991 ; Picard, 1994 ; Laloui et Cekerevac, 2003). En se basant sur ce principe, Cui et al. (2000) ont ajouté une surface de charge TY décrivant le comportement volumique plastique du sol lié au chauffage. Le rôle du degré de surconsolidation R_{OC} sur le comportement volumique du sol est décrit en introduisant la notion de l'effondrement thermique HC (Heating Collapse). D'autres travaux sur la modélisation thermo-hydro-mécanique de l'argile à grande profondeur ont été réalisés par Del Olmo et al. (1996), Hueckel et Pellegrini (1996), avec prise en compte de l'effet d'anisotropie. Trois modèles THM relativement représentatifs (modèle de Cui et al., modèle de Graham et al., modèle de Laloui et Cekerevac) ont été brièvement présentés.

Enfin, on a présenté les modèles prenant en compte l'effet du temps, à savoir les modèles visco-élasto-lastiques et les modèles élasto-viscoplastiques. Les modèles élasto-viscoplasiques peuvent être classés en deux catégories : modèles de type «surchargement» où la déformation viscoplastique dépend de la distance de l'état de contrainte actuel à la surface de charge ; modèles à surface «non stationnaire» où la surface de charge évolue en fonction de la déformation viscoplastique. D'autres modèles empiriques ou rhéologiques ont également été présentés.

CHAPITRE 2. **MATERIAU ET TECHNIQUES EXPERIMENTALES**

2.1 Argile de Boom dans le contexte de stockage des déchets radioactifs

L'argile de Boom a été étudiée par plusieurs auteurs dans le contexte du stockage souterrain de déchets radioactifs (Taylor et Coop, 1993 ; Mertens et al., 2004 ; Aertsens et al., 2004 ; Bastiaens et al., 2007) ; ceci est lié au fait que ses caractéristiques physiques et mécaniques (coefficient de dilatation thermique, perméabilité, conductivité thermique, plasticité, etc.) sont favorables pour le stockage en souterrain. L'argile de Boom étudiée dans ce travail a été fournie par EURIDICE. Elle a été prélevée lors de la réalisation de la galerie de connexion du laboratoire souterrain à Mol.

2.1.1 Minéralogie

Les différentes données concernant la composition minéralogique de l'argile de Boom ont été synthétisées par Romero (1999). On ne présente ici dans le Tableau 2-1 que des résultats représentatifs, notamment de ONDRAF/NIRAS (2001), et de Decleer et al. (1983). On observe dans le sol une fraction argileuse relativement importante (50% à 60% < 2 μm). La fraction non argileuse est constituée, par l'ordre d'importance décroissant, de quartz, de feldspaths de carbonates et de pyrite. L'argile de Boom contient environ 1 à 3 % de matière organique, qui pourrait jouer un rôle fondamental dans la migration des radionucléides.

La quantification détaillée des différents minéraux argileux reste toutefois incertaine car techniquement difficile à préciser. La composition de smectite est différente d'un travail à l'autre : 33 % par Al-Mukhtar et al. (1996), Decleer et al. (1983), et 17% par ONDRAF/NIRAS (2001). Les fractions identifiées de kaolinite et d'illite sont également différentes.

Tableau 2-1. Composition minéralogique de l'argile de Boom

	Decleer et al. (1983) (%)	Al-Mukhtar et al. (1996) (%)	ONDRAF/NIRAS (2001) (%)
▪ Minéraux argileux	50	62	52
Illite	12	16	28
Kaolinite	5	13	6
Smectite	33	33	17
Chlorite			3
Glauconite			3
▪ Quartz	35	20-25	20
▪ Calcite, Dolomite	1		1-5
▪ Pyrite	1	4-5	1-5
▪ Feldspath			5-10
Microcline	9	4-5	
Plagioclase	4	4-5	
▪ Matériaux organiques			1-3

2.1.2 Caractéristiques physiques

La densité des grains solides est comprise entre 2,65 et 2,7 Mg/m^3 (Romero et al., 2003). D'après Picard (1994), dans les conditions in situ à Mol, l'argile de Boom a une teneur en eau comprise généralement entre 23 et 26 % et une densité de 2,05 à 2,10 Mg/m^3. On en déduit une porosité d'environ 40% et un indice des vides de 0,67.

Le Tableau 2-2 regroupe les valeurs des limites d'Atterberg déterminées par Horseman et al. (1987), Baldi et al. (1988), et Sultan (1997). Une bonne cohérence entre les résultats est observée. L'argile de Boom est qualifiée comme une argile plastique. Les caractéristiques physiques de l'argile de Boom sont présentées dans le Tableau 2- 3.

Tableau 2-2. Limites d'Atterberg de l'argile de Boom (Horseman et al., 1987; Baldi et al., 1988 ; Sultan, 1997)

	Horseman et al., 1987	Baldi et al., 1988	Sultan, 1997
Limite de liquidité	66	60-70	69,5
Limite de plasticité	25	13-19	25
Indice de plasticité	47	45-55	44,5

Tableau 2- 3. Caractéristiques géotechniques de l'argile de Boom

L'argile de Boom	Belanteur et al. (1997)	Dehandschutter et al. (2005)
Masse volumique des solides ρ_s (Mg/m^3)	2,67	
Masse volumique naturelle ρ (Mg/m^3)		1,9
Limite de liquidité w_L	59-76	70
Limite de plasticité w_P	22-26	25
Indice de plasticité I_P	37-50	45
Teneur en eau w (%)		25-30
Porosité naturelle (%)		35
Coefficient de Poisson		0,4
Angle de frottement interne (°)		18
Coefficient de perméabilité (m/s)		10^{-12}

La valeur moyenne de la surface spécifique, obtenue par Sultan, (1997) à l'aide de la méthode au bleu de méthylène est de 133 m²/g, en bon accord avec celle de Decleer et al. (1983). Horseman et al. (1987), ont donné une valeur plus grande : 177 m^2/g.

Merceron (1992) montre que le fluide interstitiel de l'argile est constitué d'une eau légèrement basique (PH = 8,2, mesuré dans des conditions in situ). Le principal cation présent est le sodium Na^+ pour une concentration d'environ 10^{-2} mol/l ; les ions comme potassium, calcium et magnésium sont également présents mais pour des concentrations 100 fois moindres. Les principaux anions sont des carbonates et à un degré moindre des ions chlorures ($5x10^{-4}$mol/l).

Des mesures de perméabilité au laboratoire et in situ fournissent des valeurs très faibles : k = 2 à $4x10^{-12}$ m/s. Le rapport ONDRAF/NIRAS (2001) donne des valeurs de

l'ordre de 10^{-12} m/s pour la partie la plus argileuse de la formation. Le rapport entre les conductivités hydrauliques horizontale et verticale, déterminées en laboratoire, est de l'ordre de 2.

Les propriétés thermiques de l'argile de Boom ont été déterminées par Buyens et Put (1984) : la conductivité thermique est de 1,7 W/m°K, la diffusivité thermique est de 6.10^{-6} m^2/s.

2.2 Préparation de l'échantillon et de l'eau interstitielle

2.2.1 Préparation de l'échantillon

La teneur en eau du sol juste après excavation a été déterminée par EURIDICE sur des morceaux de sol prélevés à différentes distances de la paroi de la galerie de connexion (Figure 2- 1). On observe qu'à un mètre de la paroi, la teneur en eau varie entre 24,3 % et 25,9 %. Au delà de 1,5 m de distance, cette valeur a tendance à se stabiliser à 24,8 %. Cette variation de teneur en eau montre la perturbation de l'excavation au niveau hydrique.

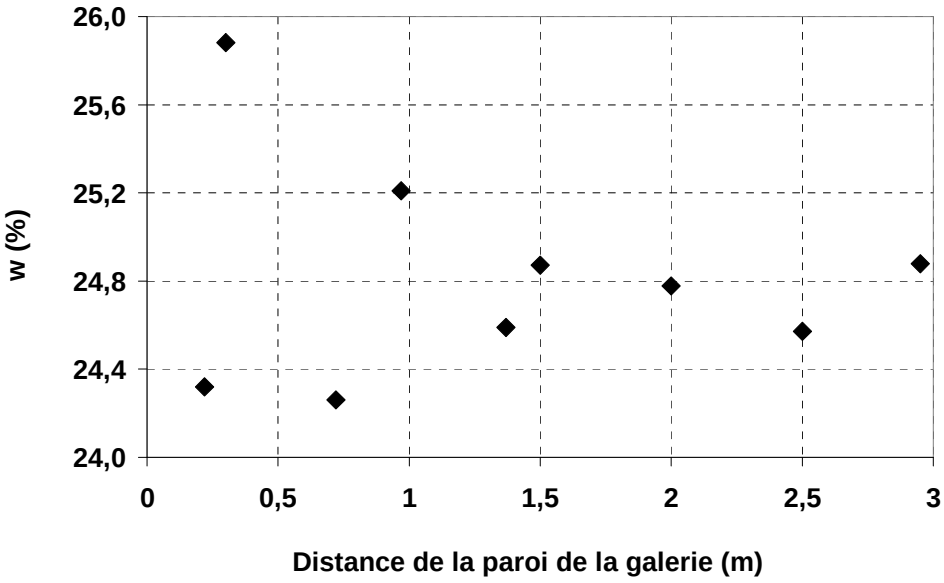


Figure 2- 1. Teneurs en eau des échantillons du sol à différentes distances de la paroi de la galerie (EURIDICE, 2007)

Après l'excavation, les blocs de sol ont été mis sous vide dans des sacs en aluminium de taille moyenne de 50 x 20 x 20 cm. Malgré toutes les précautions, l'état des emballages n'était en général pas satisfaisant (Tableau 2- 4). En effet, on peut observer dans le Tableau 2-

4 que sauf le bloc 3, les autres blocs ont soit un mauvais emballage, soit une mauvaise étanchéité. Ces cinq blocs ont été transportés au laboratoire CERMES en Novembre 2004. Après l'ouverture de chaque bloc, la teneur en eau a été déterminée sur un morceau de sol (Tableau 2- 5).

Tableau 2- 4. Condition des blocs acheminés au CERMES

No.	Date de prélèvement	CG ou MC	Position	Note
Bloc 1	25/02/2002	CG	Ring 50/51	Mauvais emballage
Bloc 2	26/02/2002	CG	Ring 53	Mauvaise étanchéité
Bloc 3	18/09/2001	MC	x=300, y=280, z=150	Bonne étanchéité
Bloc 4	25/2/2002	CG	R50/51	Mauvaise étanchéité
Bloc 5	20/2/2002	CG	Lot 3	Mauvaise étanchéité

CG : Connecting gallery ; MC : Mounting chamber

Tableau 2- 5. Teneur en eau du sol à l'ouverture de l'emballage

	Jour de prélèvement	Jour d'ouverture d'emballage	w (%)
Bloc 5	20/02/2002	23/03/2005	25,1
Bloc 2	26/02/2002	15/06/2005	23,1
Bloc 4	25/02/2002	18/01/2006	23,4
Bloc 3	18/09/2001	13/03/2007	23,0

Les blocs de sol ont été coupés avec une scie en plusieurs petits blocs de taille proche de celle d'un échantillon : 8,5 x 4 x 4 cm pour l'essai triaxial (échantillon cylindrique : d = 38 mm, h = 76 mm), et de 8 x 8 x 4 cm pour l'essai oedométrique (échantillon cylindrique : d = 70 mm, h = 20 mm). Pendant le découpage du sol, on a observé des stratigraphies nettes qui rendent délicate la préparation de l'échantillon. Le carottage de l'échantillon a été réalisé en sorte que ces litages soient perpendiculaires à la hauteur de l'échantillon. Le bloc de sol restant a été emballé à nouveau dans des films plastiques et paraffiné pour des utilisations ultérieures.

Vu la fragilité du sol et les fissures existantes, le choix d'une bonne méthode de carottage était primordial. Au début, on a immergé le morceau de sol (8,5 x 4 x 4 cm) au milieu d'un mélange de cailloux et de paraffine dans un moule Proctor (d = 15 cm) (Figure 2-2). Un carottier cylindrique de 38 mm a été ensuite enfoncé dans le sol à l'aide d'une presse.

Cette méthode s'est avérée inefficace. En effet, il est difficile d'enfoncer le carottier sans endommager le sol. De plus, le travail de démoulage s'est avéré également très délicat.

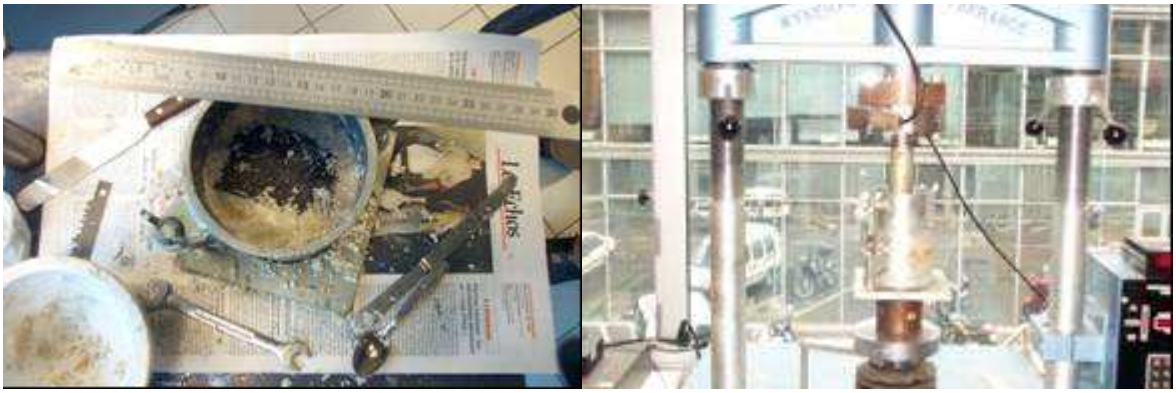


Figure 2- 2. A gauche : placement de l'échantillon à carotter dans un mélange de cailloux et de paraffine dans un moule Proctor. A droite : carottage de l'échantillon à l'aide d'une presse

Une autre méthode consistant à tailler le morceau de sol au couteau et à faire la finition de sa dimension au tour a été tentée. Pour la finition au tour, on a aplani d'abord les deux faces du cylindre. L'échantillon a été ensuite placé à l'intérieur de l'étau du tour (Figure 2- 3). On a usiné d'abord longitudinalement à plusieurs reprises avec un contrôle de diamètre par un pied à coulisse. Quand l'échantillon a atteint le diamètre voulu de 38 mm, on a changé le couteau du tour, et on a coupé l'échantillon horizontalement pour avoir une surface plane. Une fois terminée, on a sorti l'échantillon du tour, on l'a remis la partie déjà taillée dans l'étau et on a continué de couper horizontalement pour avoir une autre surface plane.

La méthode au tour s'est avérée beaucoup plus efficace que la méthode du carottage. Néanmoins, cette méthode demande beaucoup de soin et de patience.

Pendant le premier découpage du bloc numéro 5, on a découvert un grand caillou qui traverse tout le bloc. Cette hétérogénéité a entraîné une grande fracture (Figure 2- 4a) dans le bloc et a rendu son utilisation impossible. On a également trouvé des hétérogénéités de taille plus petite, de composants sulfurés jaunes dans le bloc numéro 2 (Figure 2- 4b). La présence très claire des litages parallèles et de fréquentes hétérogénéités ont rendu la préparation de l'échantillon délicate et difficile.

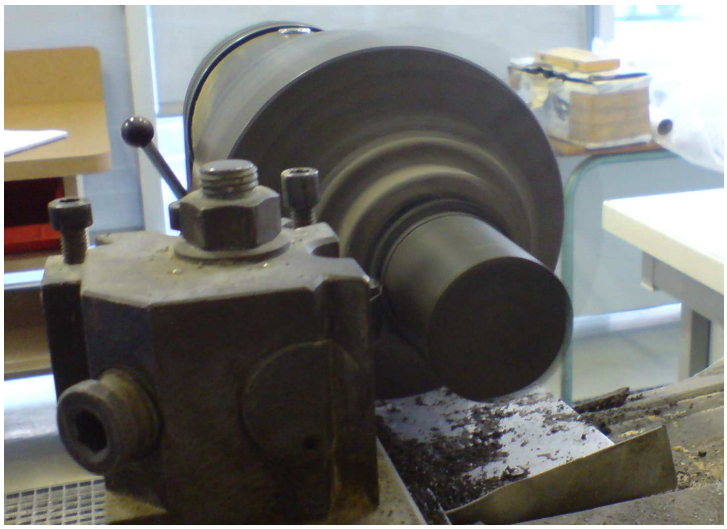


Figure 2- 3. Tour utilisé pour confectionner les échantillons de sol



(a) (b)

Figure 2- 4. (a) : bloc 5 est cassé en deux à cause de la présence d'une couche rocheuse au plein milieu. (b) : bloc 2 contient des intrusions d'hétérogénéité de couleur différente

Les échantillons des trois premiers essais (1, 2, 3) ont été tous découpés du bloc 2. Pourtant, leurs valeurs de teneur en eau étaient différentes (Tableau 2- 6), montrant un possible séchage pendant le stockage de la partie qui restait après chaque coupage. Il s'est avéré que la conservation de la teneur en eau du sol était difficile, suite à l'exposition du sol à l'atmosphère pendant le découpage.

Tableau 2- 6. Caractéristiques des échantillons taillés 1 à 3

Essai	Date de commencement d'essai	w (%)	e	Sr
1	15/06/2005	23,11	0,62	99,52
2	20/9/2005	21,21	0,60	94,08
3	30/11/2005	21,60	0,62	93,20

Afin de suivre la diminution de la teneur en eau pendant la préparation d'échantillons, la teneur en eau des chutes du découpage était déterminée. Les résultats obtenus des bloc 4 et du bloc 3 sont reportés dans le Tableau 2- 7. Il est évident que ces valeurs sont indicatives et ne représentent pas les teneurs en eau des échantillons, qui ne présentent normalement pas une variation aussi importante. Juste avant le montage de chaque essai, le diamètre, la hauteur et la masse de l'échantillon ont été déterminés.

Tableau 2- 7. Variation de la teneur en eau du sol pendant la préparation des échantillons

	w (%) bloc 4	w (%) bloc 3
Juste après l'ouverture	23,4	23
En cours de préparation		22,6
En fin de préparation	21,8	21,6

2.2.2 Préparation de l'eau interstitielle

Pour simuler exactement l'interaction physico-chimique eau - sol dans des conditions in situ, le liquide utilisé comme eau interstitielle a été préparé en considérant la composition chimique de l'eau de site. Deux sachets ont été fournis par EURIDICE : le premier contient les différents sels et le second contient 5 g de $CaCO_3$. Le contenu dans le premier sachet est présenté au Tableau 2- 8.

Les sels ont été mélangés dans une bouteille contenant un litre de l'eau distillée. Ensuite, on a versé le sachet de 5g de $CaCO_3$ dans la solution. L'ensemble a été agité à l'aide d'un agitateur magnétique pendant une semaine. La solution finale a été mise sous vide pendant 24 heures pour se désaérer. On a observé pendant ce temps que le $CaCO_3$ non dissous dans la solution s'est sédimenté au fond de la bouteille. C'est la solution en haut de la bouteille qui a été utilisée pour les essais.

Tableau 2- 8. Contenu des sels pour l'eau interstitielle synthétique

Sel	mg
$NaHCO_3$	1 170,0
H_3BO_3	43,0
KCl	25,0
$MgCl_2 \cdot 6H_2O$	22,0
NaF	11,0
NaCl	10,0
Na_2SO_4	0,3
Total	1 281,3

Quelques mesures de caractéristiques physico-chimiques de la solution ont été effectuées en utilisant l'appareil WTW Multi 340i. Les résultats obtenus sont : PH = 8,4 (même résultat obtenu par papier PHmètre) ; salinité (quantité des sels dissous dans un liquide) = 0,4 ; conductivité ionique (caractérisant la capacité de la solution à conduire le courant électrique) = 1,294 S/m, sachant que celle mesurée de la solution KCl 0,1 mol/l est égale à 0,715 S/m.

2.3 Techniques de contrôle et de mesure de succion

La succion est une grandeur physique difficile à mesurer. Les diverses techniques sont détaillées dans plusieurs articles dont Delage et Cui (2000). On ne présente ici que les principes des méthodes de mesure et de contrôle de succion utilisées dans le travail.

2.3.1 Technique de contrôle de succion par méthode osmotique

La technique osmotique est basée sur l'utilisation de membranes semi-perméables et d'une solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) de grande taille, constituées de longues chaînes de radicaux éthyle (C_2H_4), ce qui leur confère une masse molaire considérable, pouvant aller de 1000 à 20000. Cette technique est appliquée pour la détermination de la courbe de rétention d'eau (Williams et Shaykewich, 1969 ; Kassiff et Benshalom, 1971 ; Delage et al. 1998 ; Delage et Cui, 2000 ; Priol, 2005), ou pour l'imposition de la succion dans les essais oedométriques et triaxiaux (Dineen et Burland, 1995 ; Cui et Delage, 1996 ; Cuisinier et Masrouri, 2005).

La mise en œuvre de la technique osmotique dans ce travail s'est faite suivant le schéma montré sur la Figure 2- 5. Des échantillons (4 x 4 x 1 cm) à des teneurs en eau initiales similaires ont été enveloppés dans des membranes semi-perméables. Ils ont été ensuite suspendus à une grille collée sous le couvercle d'une boîte hermétique contenant la solution de PEG. La boîte a été ensuite posée sur un agitateur magnétique. Ce dispositif d'essai a permis une bonne étanchéité, assurant une concentration de la solution PEG presque constante pendant toute la période d'essai (environ trois semaines).

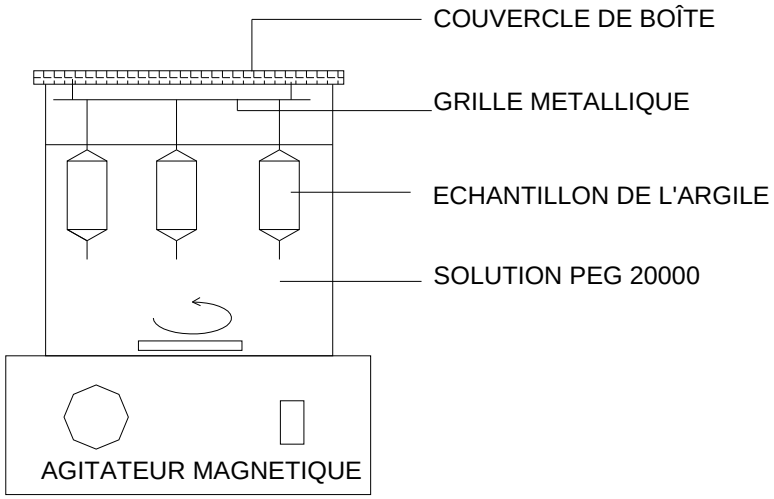


Figure 2- 5. Mise en œuvre de la méthode osmotique au laboratoire

Les membranes Spectra/Por avec MWCO (Molecular Weigt Cut Off) de 12000 ont été utilisées. Les solutions PEG 20000 utilisées ont été de concentration c = 0,1 ; 0,3 ; 0,5 g PEG/g d'eau pour imposer respectivement des succions de 0,11 ; 0,99 ; 2,75 MPa (Delage et al., 1998). Chaque boîte contenait cinq échantillons. On a sorti de chaque boîte un échantillon au bout de 14, 16, 18, 20 et 22 jours pour déterminer sa teneur en eau. A chaque sortie de l'échantillon, on a déterminé à l'aide d'un réfractomètre le degré Brix de la solution, qui est l'indice de la concentration de la solution (Delage et al., 1998). Les résultats ont montré que les concentrations des trois boîtes n'ont quasiment pas varié avec le temps, montrant que le volume d'eau échangée était petit par rapport au volume de la solution (1 litre d'eau + PEG) et que l'étanchéité a été bien assurée.

2.3.2 Technique de contrôle de succion par phase vapeur

La technique de contrôle de succion par phase vapeur est basée sur la loi de Kelvin. La technique consiste à placer un échantillon dans une atmosphère confinée à humidité relative

contrôlée, et à laisser les transferts d'eau s'effectuer sous phase vapeur jusqu'à l'équilibre. L'équilibrage est assez long et peut durer jusqu'à une dizaine de jours, voire plus selon la taille de l'échantillon et la valeur de succion. L'humidité relative peut être imposée en plaçant dans le dessiccateur une solution d'acide sulfurique à concentration donnée, ou une solution saline saturée. Cette dernière méthode est plus simple et moins dangereuse. La technique de contrôle de succion par phase vapeur était appliquée dans les essais de rétention d'eau (Tang et Cui, 2005), dans les essais oedométriques à succion contrôlée (Lloret et al., 2003), ou dans l'étalonnage d'autres techniques de contrôle de succion, notamment la technique de mesure par papier filtre (Bulut et Wray, 2005 ; Houston et al., 1994).

Tableau 2- 9. Relation nature du sel - humidité relative – succion dans différentes solutions salines saturées à 20°C (Delage et al., 1998)

Solution saline	Succion (MPa)	Humidité relative (%)
$CuSO_4$	2,8	98
K_2SO_4	4,20	97
Na_2SO_3	7,10	95
KNO_3	8,5	94
$(NH_4)_2SO_4$	29	81
NaCl	37,8	76
$Mg(NO_3)_2$	85	54
K_2CO_3	113	44
$MgCl_2$	152,8	33

Dans ce travail, les échantillons de l'argile de Boom ont été mis dans des atmosphères à humidité relative contrôlée par solutions salines dans des boîtes hermétiques de taille de 30 x 25 x 10 cm (Figure 2- 6). Les solutions utilisées étaient K_2SO_4, $CuSO_4$, Na_2SO_3, KNO_3, $(NH_4)_2SO_4$, NaCl, $Mg(NO_3)_2$, K_2CO_3, $MgCl_2$. Les valeurs de succions imposées sont données dans le Tableau 2- 9 (Delage et al., 1998). Pour chaque solution, on a préparé trois coupelles, chacune contenant un échantillon (numéroté 1, 2, 3) de taille de 2 x 2 x 0,5 cm et une coupelle contenant un échantillon en forme de résidu en poudre (numéroté 4) obtenu pendant la préparation des échantillons (Figure 2- 6). Les masses des échantillons ont été déterminées tous les trois ou quatre jours. Une fois leurs masses stabilisées, souvent après plus de trois semaines, les échantillons ont été sortis pour la détermination de leurs teneurs en eau finales.

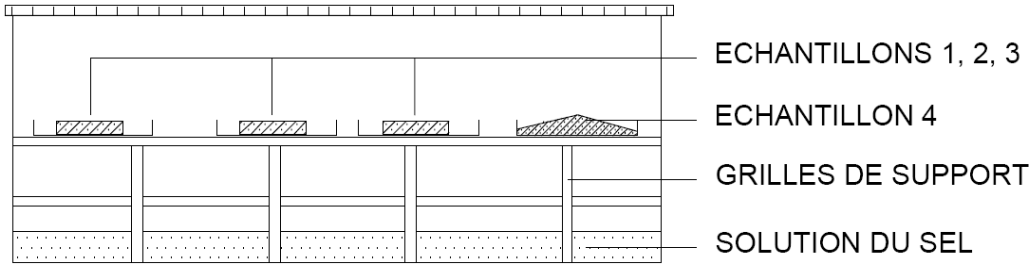


Figure 2- 6. Mise en œuvre de la technique de contrôle de succion par phase vapeur

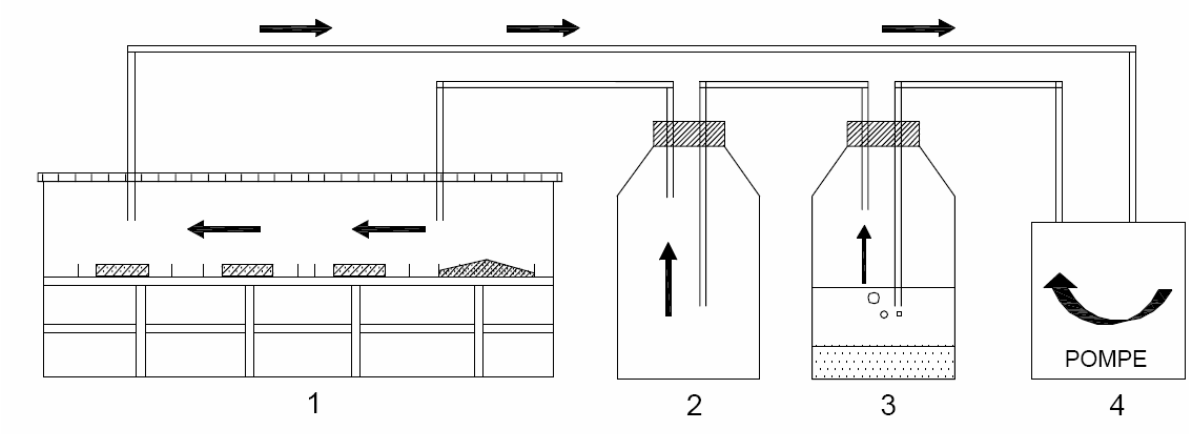


Figure 2- 7. Mise en œuvre de la technique de contrôle de succion par phase vapeur utilisant la circulation d'air. 1 : Boîte contenant les échantillons de sol ; 2 : Bouteille vide ; 3 : Bouteille contenant la solution saline ; 4 : Pompe

Pour réduire le temps d'attente de l'état d'équilibre, une circulation d'air a été mise en œuvre comme montré sur la Figure 2- 7. Les coupelles contenant les échantillons sont mises dans une boîte hermétique (1). Une pompe (4), pneumatique ou péristaltique, assure la circulation d'air dans le système. L'air traverse la bouteille contenant la solution saline (3). A la sortie de cette bouteille, l'air dont l'humidité était imposée par la solution entre dans la bouteille vide avant d'entrer dans la boîte contenant les échantillons de sol. Cette méthode réduit le temps d'attente, permettant d'avoir l'équilibre au bout de deux semaines.

Les volumes des échantillons de sol ont été également mesurés avant et après l'imposition de la succion. A cause de la forme irrégulière des échantillons, la mesure des dimensions par pied à coulisse s'est avérée impossible. On a donc recouru à une mesure par pesée hydrostatique du sol immergé dans un pétrole désaromatisé : le Kerdane (Figure 2- 8). La masse volumique du Kerdane est : ρ_K = 0,7682 Mg/m^3. La balance utilisée a une précision de 0,001 g. L'échantillon de sol a été attaché à un fil dont le volume était négligeable. Le

volume de l'échantillon est calculé par la formule: $V = \frac{m_2 - m_1 - m_3}{\rho_K}$. Où : m_1 : masse du fil, m_2 : masse de l'échantillon, m_3 : la masse immergée du fil et de l'échantillon.

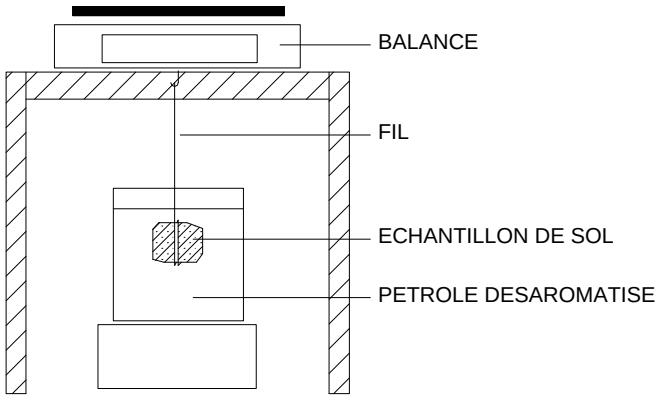


Figure 2- 8. Schéma de mesure du volume de l'échantillon par immersion dans du Kerdane

2.3.3 Technique de mesure de succion par tensiomètre

Le principe de la technique est illustré par le schéma de la Figure 2- 9. C'est une mesure de la pression négative de l'eau sous tension, analogue, dans son principe, à celle des pressions positives. Il est cependant nécessaire d'utiliser une pierre poreuse céramique fine, qui doit rester saturée à tout niveau de succion, et qui assure la continuité de l'eau entre le sol non saturé et le réservoir d'eau du capteur. La gamme de mesure pour un tensiomètre classique est limitée à environ 80 kPa.

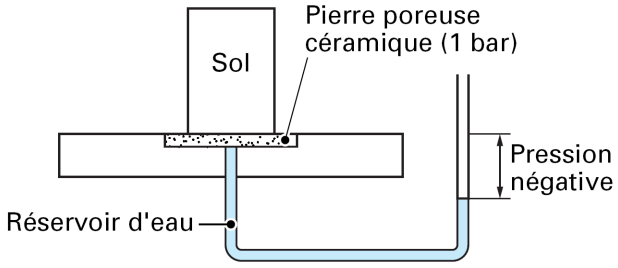


Figure 2- 9. Principe de mesure de la succion par tensiométrie (Delage et Cui, 2000)

La limite de la succion mesurée est liée à l'apparition de la cavitation traduite par une chute de la valeur de succion mesurée (Figure 2-10). Les mécanismes menant à un tel phénomène ont été expliqués en détail par Mantho (2005). On a pu repousser cette limite à une valeur élevée de 1500 kPa dans un système tensiométrique mis au point par Ridley et Burland (1993) et adapté par Tarantino et Mongiovi (2003, 2005). Le principe de ces capteurs

est de réduire l'épaisseur du réservoir d'eau à une valeur proche du millimètre ; il semble que cette petite épaisseur d'eau réduise la probabilité de trouver un germe (impureté, bulles d'air etc.) permettant l'initiation de la cavitation.

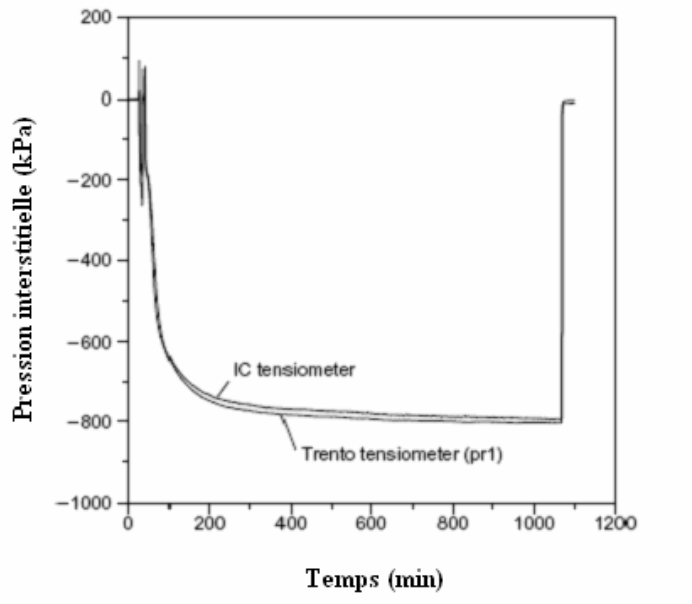


Figure 2-10. Mesure de succion par tensiomètre avec cavitation en fin d'essai (Tarantino et Mongiovi, 2003)

Des descriptions plus détaillées du tensiomère peuvent être trouvées dans Take et Bolton (2003) et Toker et al. (2004). La mesure de succion par tensiomètre a été appliquée pour vérifier la succion imposée par la méthode osmotique ou de surpression d'air (Dineen et Burland 1995; Cunningham et al., 2003), pour mesurer la succion dans le sol in-situ (Ridley et al., 2003 ; Cui et al., 2008), ou pour mesurer la variation de succion sous chargement oedométrique (Caruso et Tarantino, 2004 ; Tarantino et Tombolato, 2005 ; Delage et al., 2007).

Le tensiomètre utilisé dans ce travail (Figure 2-11) a été développé par Mantho (2005) et basé sur celui de Ridley et Burland (1993). Un élément essentiel pour le bon fonctionnement du tensiomètre est la bonne saturation de la pierre poreuse céramique avec de l'eau désaérée et déminéralisée. La saturation du tensiomètre s'est réalisée dans la cellule de saturation (Figure 2-12). La procédure de saturation a été présentée en détail par Mantho (2005). Globalement, après l'implantation du tensiomètre dans la cellule de saturation, on doit appliquer le vide pendant au moins une heure. Ensuite, on applique par paliers de 200 kPa la pression d'eau via la vanne de pression jusqu'à 2000 kPa à l'aide d'un contrôleur pression-volume (GDS). L'application de la pression d'eau doit être répétée au moins deux fois.

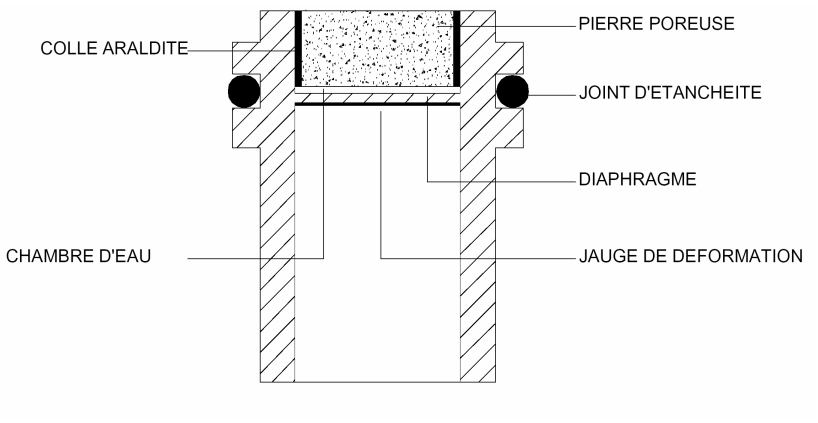


Figure 2-11. Schéma du tensiomètre (Mantho, 2005)



Figure 2-12. Photo de la cellule de saturation

2.4 Oedomètre équipé d'un tensiomètre

2.4.1 Essais avec suivi de succion

Le suivi de variation de la succion sous charge isotrope ou anisotrope a été réalisé par plusieurs auteurs (Ridley and Burland, 1993 ; Dineen et Burland, 1995 ; Tang et al., 2002 ; Blatz et Graham, 2003 ; Caruso et Tarantino, 2004) ; Tarantino et Tombolato, 2005 ; Delage et al., 2007 pour ce travail).

Tang et al. (2002) et Blatz et Graham (2003) ont réalisé des essais de suivi de succion sous charge isotrope et déviatorique dans une cellule triaxiale haute pression munie d'un dispositif de mesure de succion (Figure 2-13). Il s'agit d'un psychromètre thermocouple qui

est introduit au sein de l'échantillon avant l'essai. Ce psychromètre avait une taille relativement petite : 5 mm de diamètre et 7 mm de longueur et occupait seulement 0,07% du volume de l'échantillon. Cette petite taille a permis de minimiser la perturbation de l'échantillon. Bien évidemment, l'implantation de ce psychromètre a demandé beaucoup de soins. Des essais ont été réalisés sur un mélange de bentonite et de sable (50/50).

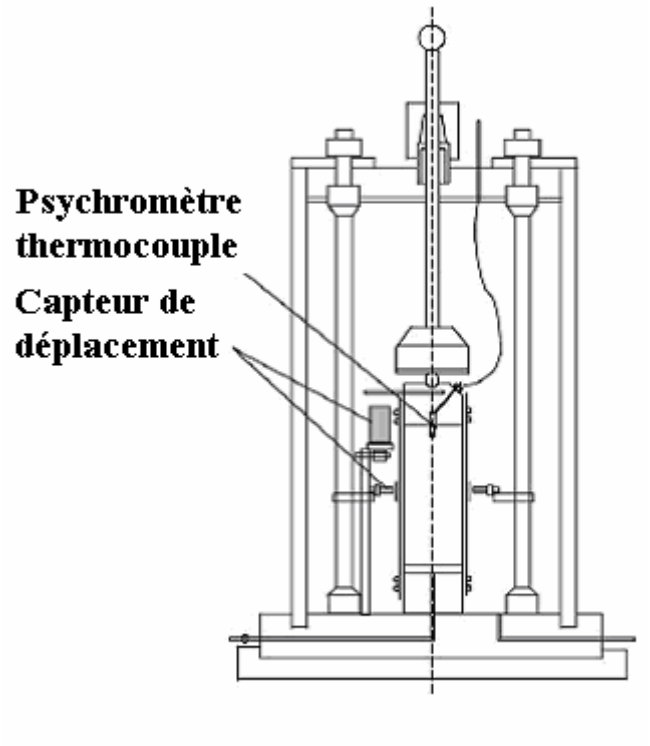


Figure 2-13. Cellule triaxiale munie de psychromètre (Tang et al., 2002)

Les résultats d'essais isotropes ont montré une relation linéaire réversible entre la variation de succion et la variation de pression isotrope, avec une pente ds/dp = -0,83 (Figure 2-14). La diminution de succion avec la charge appliquée a été aussi étudiée par Tang et al. (1997) et Blatz et Graham (2003). Des résultats d'essais de cisaillement ont montré que la variation de succion ne dépendait que de la variation de la pression isotrope.

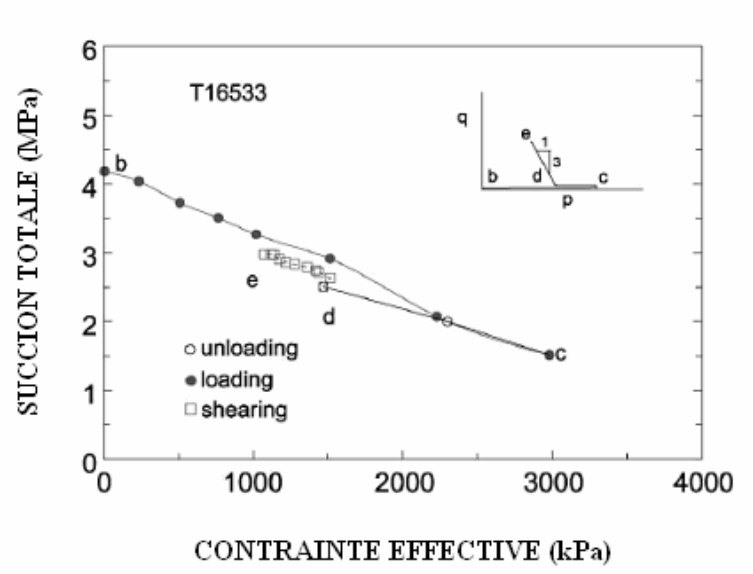


Figure 2-14. Variation de succion pendant l'essai triaxial (Tang et al., 2002)

Caruso et Tarantino (2004) ont développé une cellule de cisaillement direct avec suivi de succion par deux tensiomètres (Figure 2-15). Des essais ont été réalisés sur un limon compacté. La compression sous des paliers de charge de 50, 100, 200, 300 kPa a montré une relation linéaire entre la succion mesurée et la contrainte verticale appliquée. Pour une contrainte supérieure à 300 kPa, une variation de charge verticale de 300 kPa à 900 kPa n'a fait que diminuer la succion de l'ordre de 100 kPa (Figure 2-16).

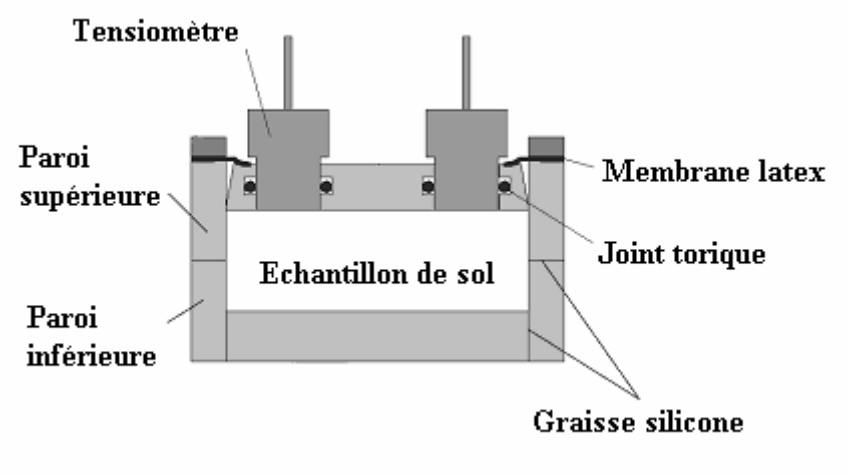


Figure 2-15. Cellule de cisaillement avec mesure de succion (Caruso et Tarantino, 2004)

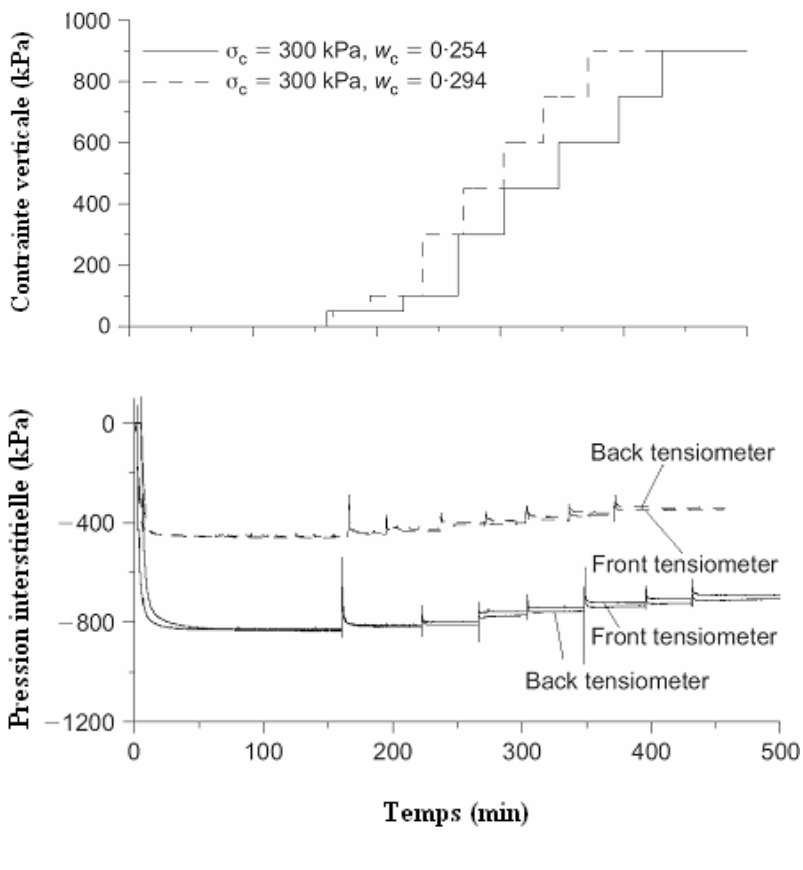


Figure 2-16. Résultat d'essais de compression axiale avec mesure de succion (Tarantino et Tombolato, 2005)

2.4.2 Cellule oedométrique munie d'un tensiomètre

Dans notre travail, les essais pour suivre la variation de succion sous charge ont été réalisés dans une cellule oedométrique adaptée au suivi direct de la succion à l'aide du tensiomètre présenté précédemment. Les figures 2- 17 et 2- 18 présentent respectivement le schéma et une photo de la cellule. Un cylinre a été usiné sur l'embase de la cellule oedométrique pour loger le tensiomètre. Le tensiomètre a été fixé à l'aide d'un écrou au niveau de la surface de l'embase de la cellule. Pour éviter le séchage de l'échantillon, l'espace entre le piston et le moule a été couvert d'une membrane fixée par un joint torique ; une couche de graisse a été appliquée au contact entre le piston et le trou de la membrane. On minimise ainsi l'effet de l'évaporation.

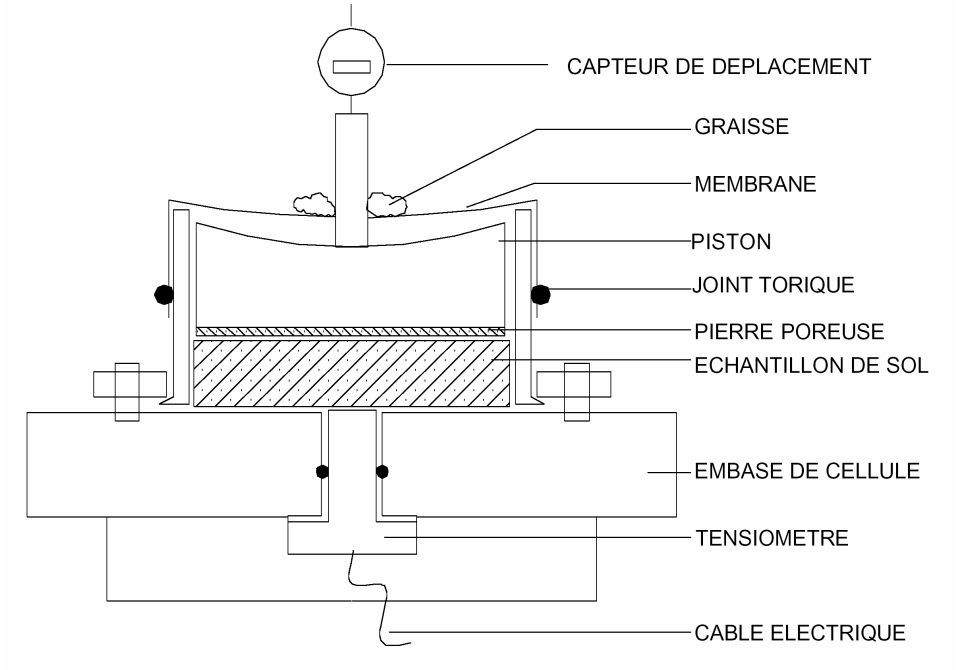


Figure 2- 17. Shéma de la cellule oedométrique avec mesure de succion



Figure 2-18. Cellule oedométrique avec mesure de succion

Un étalonnage du tensiomètre a été réalisé avant son utilisation. L'étalonnage a été réalisé en admettant que les jauges de déformation réagissent de façon identique dans la zone de pression positive ou négative, raisonnement validé par Tarantino et Mongiovi (2003). L'étalonnage a été réalisé dans la cellule de saturation. La charge a été appliquée par palier de

200 kPa à l'aide d'un GDS de capacité de 2 MPa. Simultanément, les valeurs en mV données par les jauges de déformation ont été enregistrées (Figure 2-19).

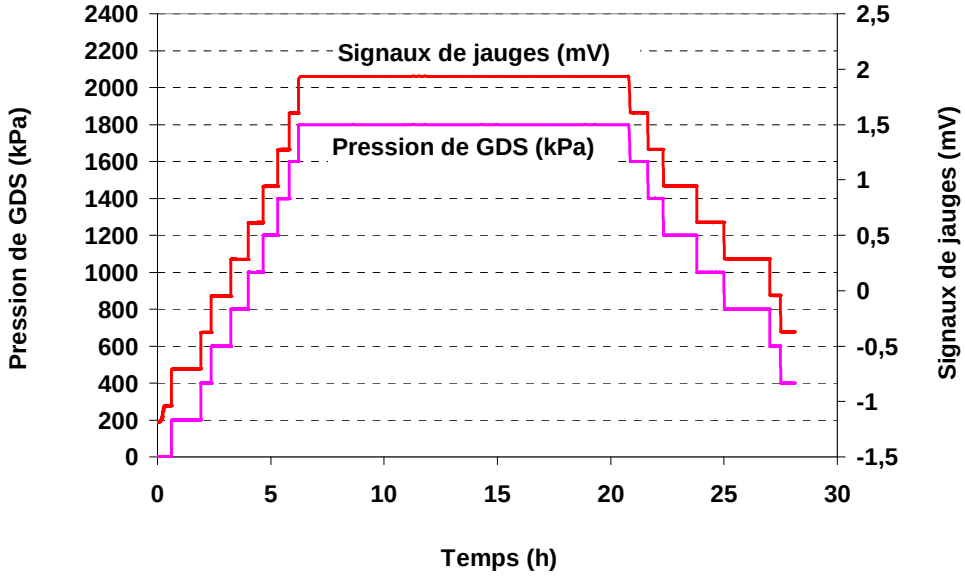


Figure 2-19. Variation de la pression de GDS (kPa) et des valeurs données par les jauges de déformation en mV

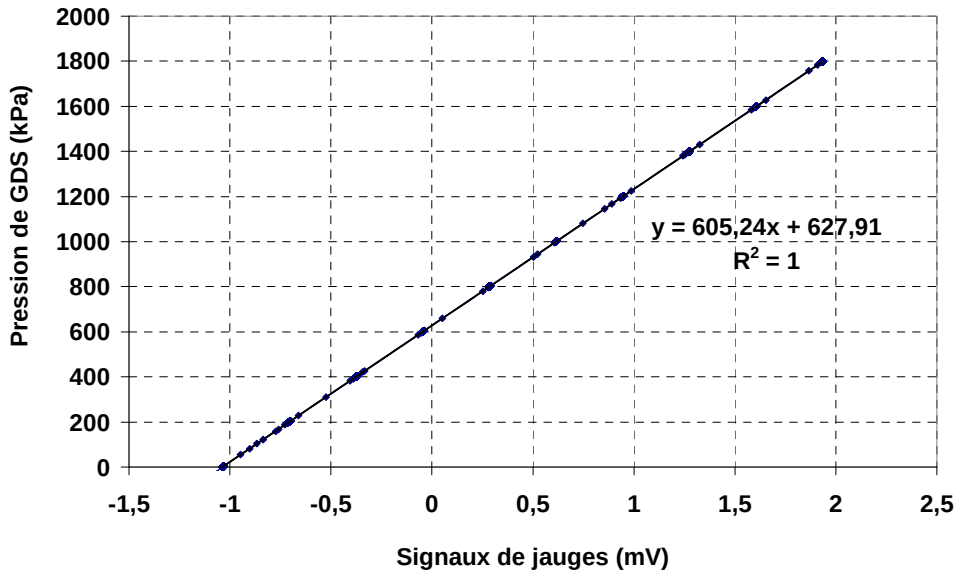


Figure 2-20. Résultat d'étalonnage du tensiomètre

Le résultat d'étalonnage a montré une relation linéaire entre la valeur en mV enregistrée et la pression de GDS (Figure 2-20). Suivant Tarantino et Mongiovi (2003),

l'étalonnage doit être effectué avant chaque essai. Mais les résultats du présent travail ont montré que cette fréquence peut être réduite à un sur deux essais ou sur trois. En effet, les étalonnages à différents moments d'un tensiomètre ont donné des résultats très proches, (600 ± 5). Mantho (2005) a également trouvé une pente linéaire et stable. Après l'étalonnage, le tensiomètre a été sorti de la cellule de saturation et mis dans un conteneur contenant de l'eau pure.

2.4.3 Préparation du sol et montage de l'essai

Les premières mesures de succion sur l'argile de Boom à l'état naturel ont montré que la succion du sol était largement supérieure à 1,5 MPa, avec apparition de la cavitation juste après le montage d'essai. C'est ainsi qu'on a pensé à humidifier l'argile de Boom au préalable. Au début, l'humidification par la méthode de phase vapeur a été appliquée : des échantillons ont été mis dans une boîte hermétique contenant la solution de NaCl (0,02g NaCl/1g d'eau), pour diminuer leurs succions (Bulut et Wray, 2005). Pourtant cette méthode s'est avérée très longue et peu efficace. Après deux mois, la succion obtenue était encore importante et le tensiomètre a cavité après deux heures d'essai.

Une autre méthode d'humidification en enveloppant l'échantillon dans du papier filtre mouillé a donc été appliquée. Le sol a été carotté à la taille d'un échantillon oedométrique (d = 70 mm, h = 20 mm). L'échantillon a été ensuite emballé dans du papier filtre mouillé pendant une semaine pour atteindre une teneur en eau ou une succion qui compatible avec la capacité de mesure du tensiomètre. A la fin du mouillage, la masse de l'échantillon a été déterminée et les dimensions de l'échantillon ont été mesurées à l'aide d'un pied à coulisse. Ces mesures ont permis de déterminer le gonflement du sol dû à l'humidification. L'échantillon a été ensuite introduit dans la cellule oedométrique. Son diamètre était celui de la cellule oedométrique (70 mm), sa masse a été déterminée en soustrayant la masse de la cellule de la masse totale (cellule + échantillon du sol), la hauteur a été remesurée par un pied à coulisse.

Pour chaque essai, après l'implantation de l'échantillon de sol dans la cellule oedométrique, la pierre céramique du tensiomètre a été enduite d'une couche fine de l'argile de Boom saturée. Cette couche empêchait le tensiomètre de caviter en raison d'un contact brusque avec une succion importante. Le tensiomètre a été ensuite introduit au plus vite dans l'embase. Une fois la cellule montée, le premier palier de 25 kPa ou 50 kPa a été appliqué. On a attendu 24 heures pour que la stabilisation de la succion soit atteinte avant de passer au

palier suivant. Un capteur numérique de déformation axiale Mutitoyo était employé pour suivre le déplacement vertical.

2.5 Cellules triaxiales T-H-M

Pour étudier le comportement thermo-hydro-mécanique de sol, différents systèmes expérimentaux ont été développés dans le passé par plusieurs auteurs. L'une des caractéristiques principales de ces dispositifs est liée à la méthode de chauffage appliquée. Le Tableau 2- 10 résume les méthodes de chauffage utilisées dans les différents travaux. Chaque méthode possède ses avantages et ses inconvénients. L'objet principal est d'assurer une homogénéité thermique optimale dans l'échantillon de sol. A cet égard, la mise en place de cordons autour de l'échantillon (Burghignoli et al., 2000 ; Cekerevac et al., 2005) semble la mieux adaptée. Pourtant, cette technique ne permet pas de réaliser des essais à pression élevée, supérieures à 10 MPa, contrairement à des méthodes de chauffage par l'extérieur.

Tableau 2- 10. Récapitulatif des différents types de chauffage

Description	Auteurs
Cordons chauffants placés à l'intérieur de la cellule	Agar et al. (1987), Lazar (2006)
Couverture chauffante enveloppant toute la cellule	Horseman et al. (1987)
Chauffage dans la cellule intérieure	Kuntiwattanakul et al. (1995), Wiebe et al. (1998), Moritz (1995), Demars et Charles (1982)
Cordons chauffants placés autour de l'échantillon	Burghignoli et al. (2000), Cekerevac et al. (2005), Abuel-Naga et al. (2007)
Cordons chauffants placés autour et à l'extérieur de la cellule	Graham et al. (2001), Sultan et al. (2002)

Pour étudier le comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom, deux systèmes expérimentaux haute pression ont été développés au CERMES. L'un est basé sur une cellule triaxiale autocompensée, l'autre avec une cellule triaxiale placée sous une presse. Les deux systèmes permettent d'appliquer une pression de confinement de 32 MPa et déviatorique de 100 MPa, une contre pression jusqu'à 2 MPa. La température est contrôlée dans la gamme de 20 °C à 100 °C suivant la technique présentée dans Sultan et al. (2002). Les déformations sont mesurées via la mesure de variation de volume de l'eau de confinement et

de l'eau interstitielle (déformation volumique), et par le capteur de déplacement axial placé sur le piston (déformation axiale). Les détails de chaque cellule sont présentés dans la partie qui suit. Les caractéristiques techniques des dispositifs expérimentaux (GDS, capteur de force, régulateur de température, etc) sont présentées en l'annexe 1.

2.5.1 La cellule autocompensée

L'originalité de la cellule, conçue et fournie par la Société Geodesign, réside d'une part dans sa capacité de supporter de fortes pressions de confinement (32 MPa) et d'autre part dans son chapeau autocompensé. Le schéma de la cellule est présenté sur les figures 2- 21 à 2- 23. La Figure 2- 21 présente les trois parties principales de la cellule : le chapeau autocompensé, la cellule de confinement et l'embase.

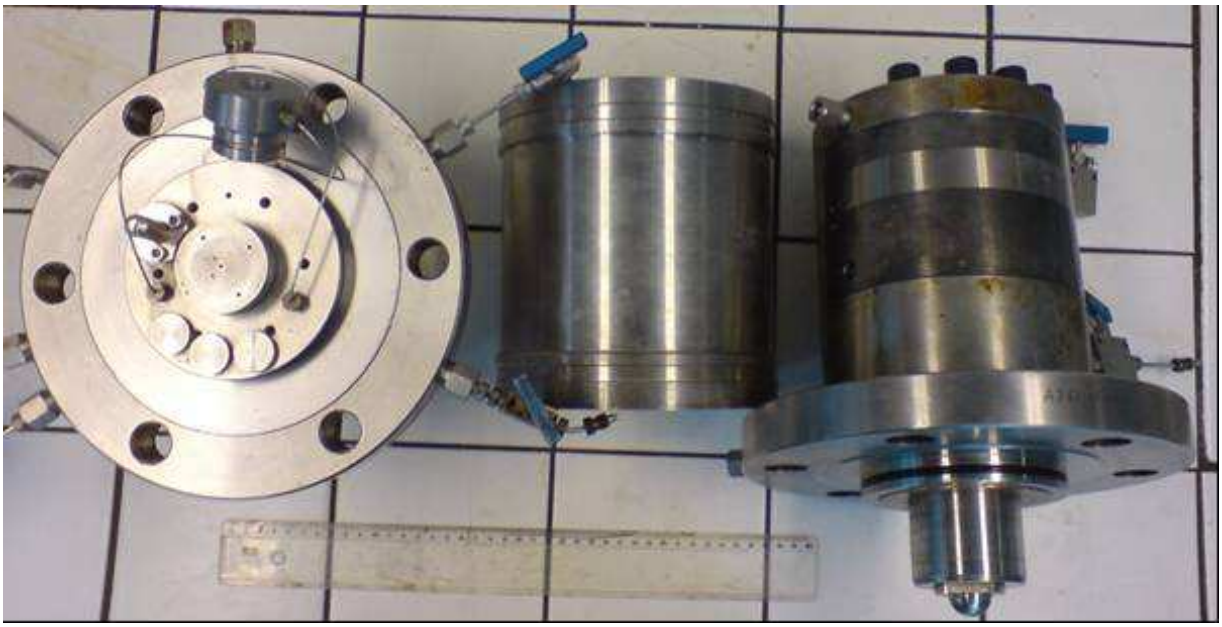


Figure 2- 21. Trois parties principales de la cellule autocompensée Geodesign. De droite à gauche : chapeau autocompensé, cellule de confinement, embase

2.5.1.1 Chapeau autocompensé

Ce chapeau se compose de trois chambres : chambre déviatorique, chambre de confinement, chambre basse (Figure 2- 23).

Avec une forte pression de confinement, le piston subit dans une cellule classique une force axiale ascendante importante qui doit être équilibrée par une force axiale extérieure. Dans la cellule autocompensée, la pression de confinement est ramenée dans la chambre

autocompensée dont la section agissant sur le piston est égale à la section du piston. La force axiale appliquée sur le piston est ainsi compensée par celle imposée dans la chambre autocompensée. Grâce à ce système, toute la force axiale engendrée par la pression appliquée dans la chambre déviatorique est transmise à l'échantillon (à condition qu'il n'y ait pas de frottement latéral significatif entre le piston et le chapeau autocompensé). Ce système permet de réaliser des essais de cisaillement à vitesse de déformation contrôlée et suivant des chemins de contraintes variés.

Pour descendre le piston, le GDS déviatorique envoie dans la chambre déviatorique une pression (environ 200 kPa) qui est légèrement supérieure au frottement entre le piston et le cylindre. Il faut veiller à bien saturer la chambre déviatorique avant l'application de pression. Pour ce faire, l'eau est injectée sous une faible pression (100 kPa) par un orifice de la chambre déviatorique et extraite par un orifice opposé de la chambre. Pendant la descente du piston, il faut penser à ouvrir les sorties de la chambre basse pour que l'eau sorte.

Pour monter le piston, on applique dans la chambre basse une pression (environ 200 kPa) supérieure au frottement entre le piston et le cylindre. Cette chambre n'ayant qu'une seule sortie, la saturation totale n'est pas assurée. Cette saturation n'est pas indispensable car cette chambre ne sert qu'à faire monter le piston. Pourtant, il faut noter que la chambre ne peut supporter qu'une pression inférieure à 5 MPa. Pendant le montage du piston en fin d'essai, il faut aussi penser à ouvrir les sorties de la chambre autocompensée et de la chambre déviatorique pour que l'eau puisse sortir. Le déplacement du piston est enregistré par un capteur de déplacement monté dessus.

2.5.1.2 Cellule de confinement

La cellule de confinement est la partie située entre le chapeau autocompesé et l'embase (Figure 2- 21, Figure 2- 23).

Un thermocouple est installé dans la cellule pour mesurer la température de l'eau. Un régulateur (Figure 2- 27) utilise la température mesurée pour piloter la chaleur émise par le cordon chauffant entourant la cellule. La température peut être contrôlée à une valeur constante (de 25 à 80°C) ou variable suivant les consignes définies dans le programme de pilotage.

L'échantillon de sol est placé entre deux papiers filtres et deux pierres poreuses. Pour éliminer toute fuite liée à d'éventuels perçages de la membrane au point de contact entre la pierre poreuse, l'échantillon et la membrane, deux membrane sont mises en place. La

membrane est en néoprène, avec une épaisseur de 0,6 mm, un diamètre intérieur de 37 mm pour la membrane au contact de l'échantillon et de 38 mm pour la deuxième.

2.5.1.3 Embase

Les sorties de l'embase sont au même niveau et sont disposées comme sur la Figure 2-22. Deux drainages en haut de l'échantillon assurent la saturation de la pierre poreuse supérieure; il en va de même pour les deux drainages en bas au niveau de la pierre poreuse inférieure.

Puisque l'échantillon est monté sans contact avec l'eau, tous les drainages doivent être séchés avant l'essai. Avant la mise en contact entre l'eau et le sol, le drainage et la pierre poreuse inférieures sont saturés en faisant circuler d'abord du CO_2 puis de l'eau de la sortie (2) à (4). De même, le drainage et la pierre poreuse supérieurs sont saturés en utilisant les sorties (3) à (5).

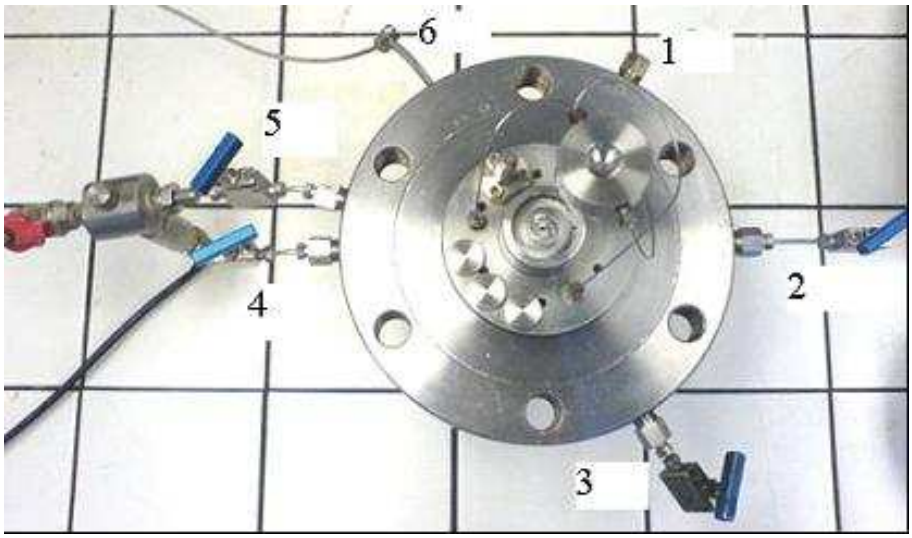


Figure 2- 22. Embase de la cellule autocompensée Geodesign : (1) entrée haute pression ; (2, 4) drainages basse pression en bas ; (3,5) drainages basse pression en haut, (3) connexion avec le capteur de contre pression ; (6) câble de thermocouple

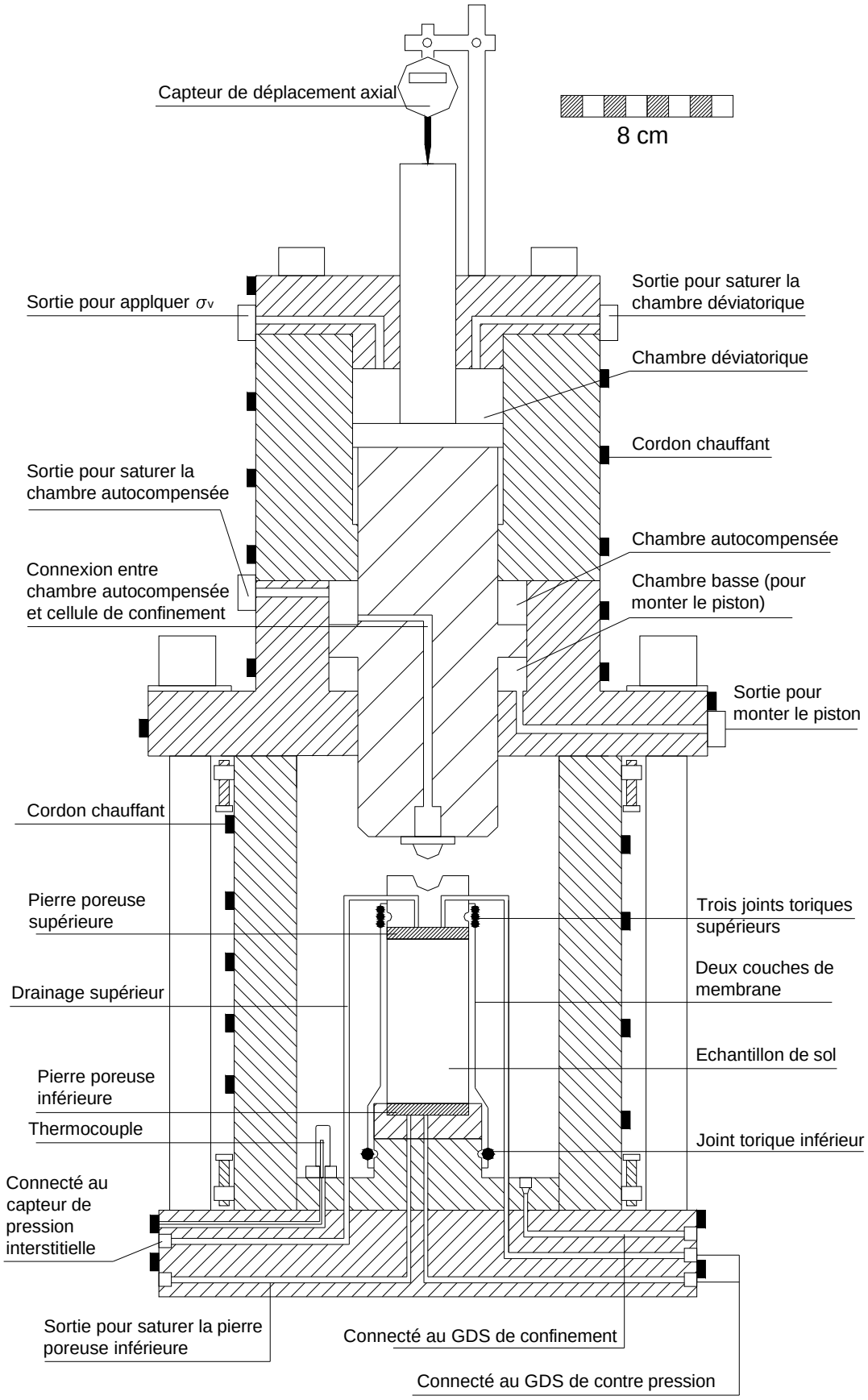


Figure 2- 23. Cellule triaxiale autocompensée Geodesign

2.5.2 La cellule sous presse

Une autre cellule triaxiale a été aussi mise en œuvre (Figure 2- 24). Il s'agit d'une cellule dont la partie inférieure est identique à la cellule autocompensée. Seulement la charge déviatorique est appliquée par une presse de 10 T. Le cisaillement est donc fait à vitesse de déformation contrôlée. L'absence du chapeau autocompensé rend l'utilisation de la cellule plus simple. Un capteur de force mesure la force axiale appliquée sur le piston. Un capteur de déplacement axial assure la mesure de la déformation axiale de l'échantillon.

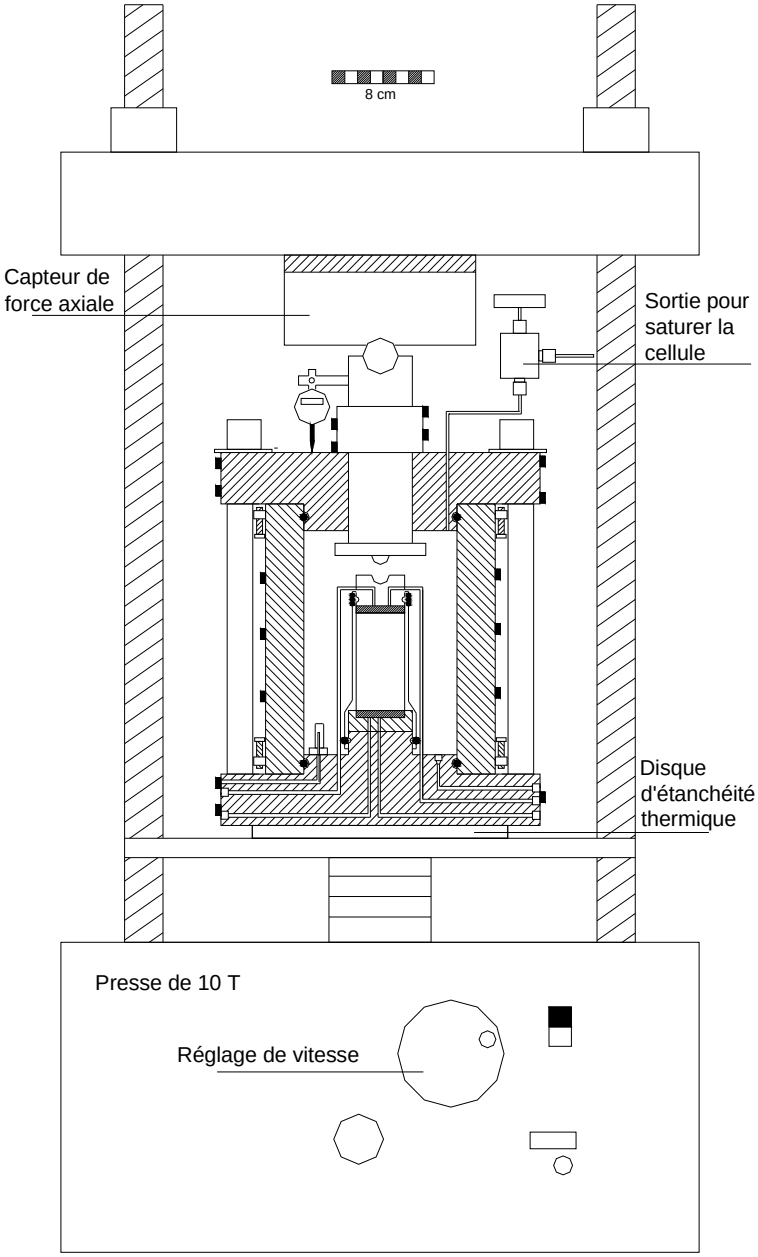


Figure 2- 24. Cellule triaxiale sous presse

2.5.3 Système expérimental

L'ensemble du dispositif expérimental et des asservissements est présenté sur les figures 2- 25 et 2- 27, (cellule autocompensée), et sur les figures 2- 26 et 2- 28 (cellule sous presse). Comme les deux systèmes sont presque identiques, on présente essentiellement le système autocompensé qui est relativement plus compliqué.

Les pressions de confinement et de cisaillement sont appliquées par des générateurs de pression (GDS - 32 MPa) qui contrôlent outre les pressions, les volumes de fluide injectés ou expulsés par les différentes chambres. Ces générateurs sont munis de capteurs de pression et d'horloges électroniques internes capables de piloter par un microprocesseur le moteur pas à pas. Suivant les chemins de chargement, ils peuvent injecter ou retirer du fluide de la cellule ou de la chambre déviatorique. La contre pression est assurée par un GDS de faible pression (2 MPa). Les réservoirs d'eau des GDS sont recouverts par plusieurs couches de liège pour éviter l'influence de la température ambiante. La fluctuation du volume de GDS à cause d'une variation de 1°C de température peut en effet atteindre 100 mm^3. En plus de la mesure de la contre pression par le GDS, un capteur de pression interstitielle est utilisé.

Afin de réaliser des essais non-isothermes, on a équipé la cellule d'un système de chauffage composé d'une résistance chauffante entourant la cellule par l'extérieur et pilotée par un régulateur de température lié à un thermocouple installé à l'intérieur de la cellule.

Tous les conduits sont en acier. La partie des conduits entre la cellule et les GDS est trempée dans un bain avec une température maintenue à 25°C à l'aide d'une pompe thermostat. On a essayé également de maintenir la température de la salle à 25°C à l'aide d'un radiateur, mais avec un résultat mitigé à cause de la variation assez importante de température entre le jour et la nuit. On a ainsi adopté la solution d'enregistrer la température de la salle par un thermocouple pour aider à l'analyse des résultats.

Un réservoir d'eau est connecté au GDS de confinement. Ce réservoir est utilisé pour désaérer toute l'eau utilisée dans l'essai (sauf l'eau interstitielle qui est préparée à part). L'eau dans le réservoir est désaérée par une pompe à vide pendant au moins 24h avant utilisation. Une soupape de sécurité est installée juste à la sortie de l'eau de confinement. Cette soupape assure que la pression dans la cellule ne dépasse pas 12 MPa, la limite prévue pour la pression de confinement dans tous les essais.

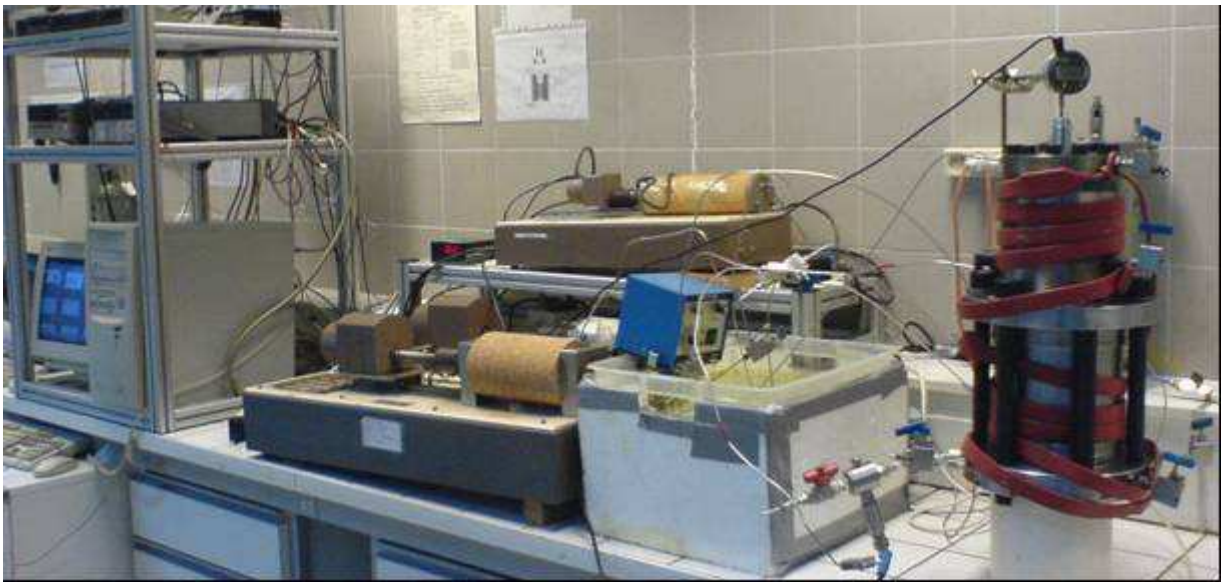


Figure 2- 25. Cellule triaxiale autocompensé Geodesign. De gauche à droite : système d'acquisition, trois GDS, bain thermostat, cellule autocompensée



Figure 2- 26. Cellule triaxiale sous presse. De gauche à droite : système d'acquisition, deux GDS, bain thermostat, cellule sous presse

Les acquisitions sont effectuées à l'aide d'un ordinateur. Les acquisitions consistent des relevés réguliers des capteurs suivants :

- le capteur de déplacement pour le déplacement axial du piston ;
- le capteur de pression interstitielle qui mesure la contre pression ;
- le générateur de pression de confinement (pression et volume) ;
- le générateur de pression pilotant le piston (pression et volume) ;
- le générateur de contre-pression (pression et volume à l'intérieur de l'échantillon) ;
- le thermocouple indiquant la température du fluide de confinement ;
- le thermocouple mesurant la température ambiante de la salle.

A part l'acquisition des données, le programme d'acquisition de la cellule sous presse peut piloter le chauffage ou le refroidissement du cordon chauffant à travers le régulateur. Par contre, le pilotage de la température de la cellule autocompensée est assuré directement par le régulateur.

Toutes les vannes utilisées sont capables de supporter de hautes pressions. Les vannes nommées « H » sont utilisées aux positions supportant de hautes pressions (de confinement ou déviatorique). Les vannes nommées « B » sont pour les positions supportant de basses pressions (contre pression, connexion avec le réservoir d'eau).

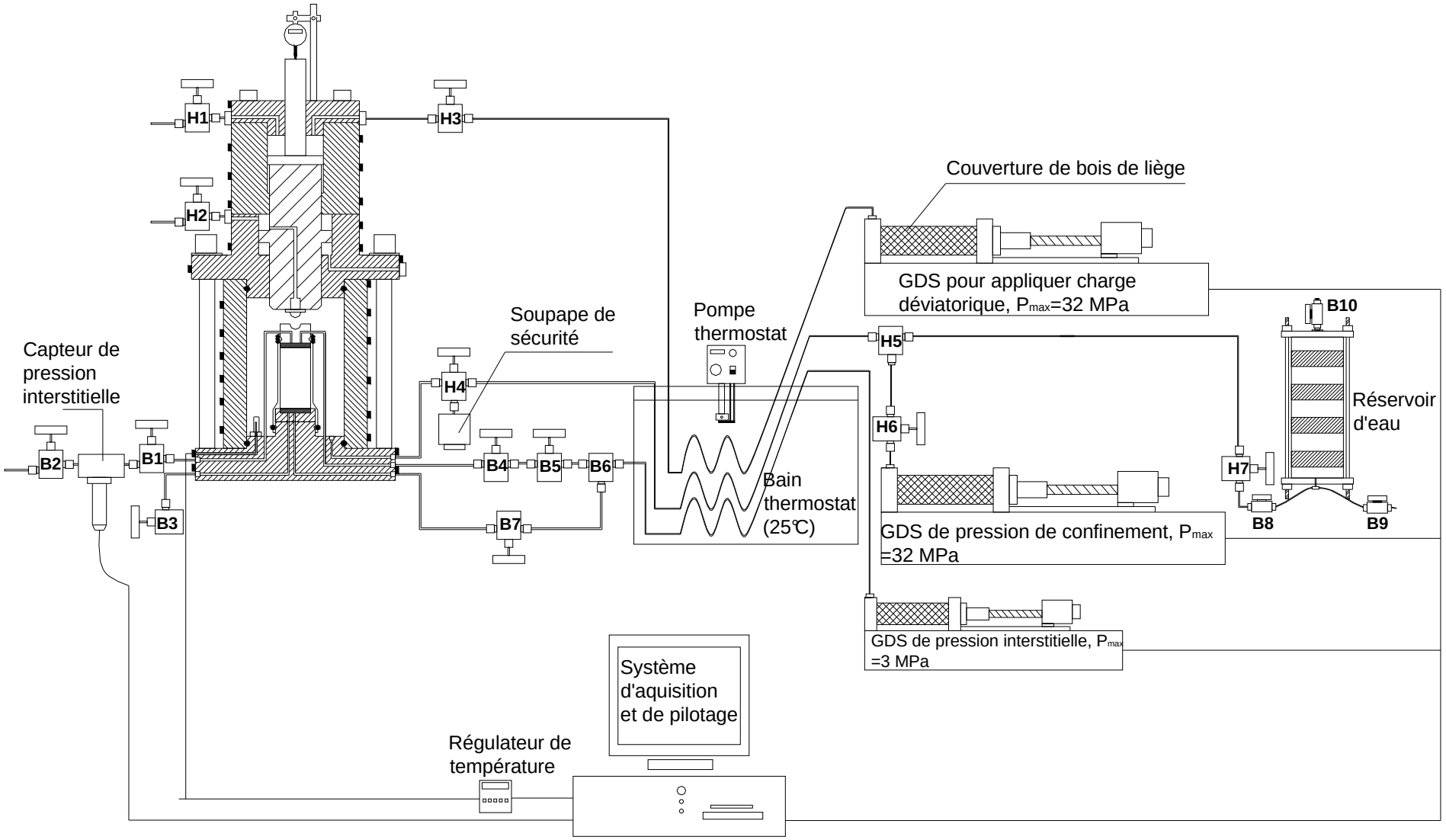


Figure 2- 27. Ensemble du dispositif expérimental et des asservissements avec la cellule autocompensée

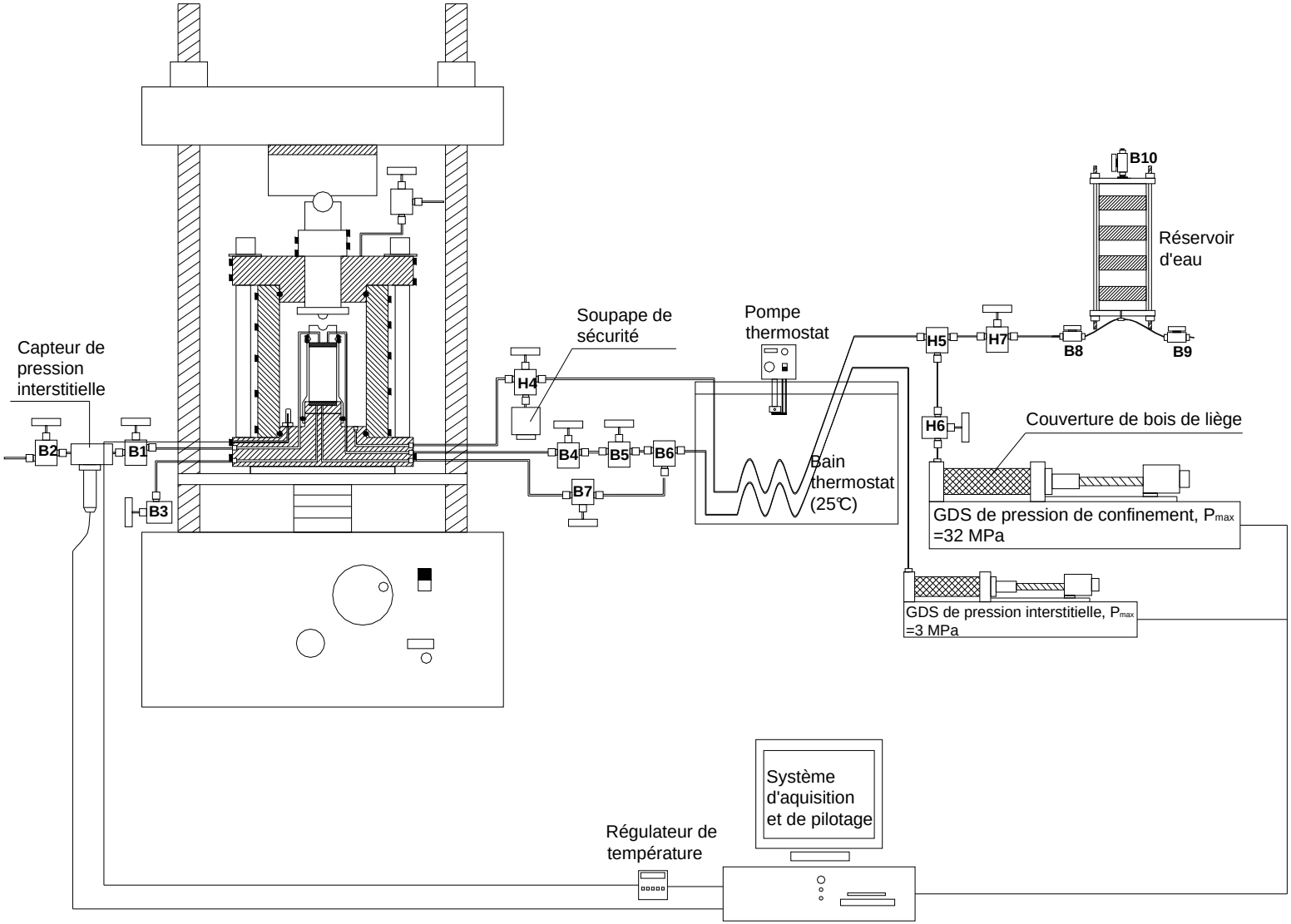


Figure 2- 28. Ensemble du dispositif expérimental et des asservissements avec la cellule sous presse

2.6 Procédure du montage d'un essai triaxial

Le montage de l'essai doit suivre une procédure stricte, car chaque essai peut durer jusqu'à trois ou quatre mois, pendant lesquels tous types de problèmes pourraient survenir : perçage de membrane, fuite, défaillance de capteurs et de GDS, etc. De plus, la qualité des résultats dépend fortement de la qualité d'application des pressions, du mode de mise en contact avec l'eau, etc. Cette partie résume les étapes principales pour un essai. La présentation de la procédure se réfère aux figures 2- 27 et 2- 28.

2.6.1 Préparation du poste de travail

Avant tous les essais, que ce soit un essai avec l'échantillon de sol ou un étalonnage avec l'échantillon métallique, il faut toujours penser à la préparation préliminaire.

Le réservoir d'eau doit être rempli d'eau purifiée. Les vannes H7 et B8 sont fermées. La vanne B9 est connectée à un conteneur d'eau purifiée. On applique ensuite une pression négative à la vanne B10 par une pompe à vide pour aspirer l'eau. Quand le réservoir est presque rempli (environ 90% du volume maximum), on ferme la vanne B9, le réservoir est mis sous vide pendant 24h pour s'assurer que toutes les bulles d'air sont évacuées. Juste avant l'essai, le réservoir est remis à la pression atmosphérique par l'ouverture lente de la vanne B10 pour qu'il n'y ait pas entrée de l'air de l'extérieur à l'intérieur.

Les GDS vides sont ensuite emplis d'eau désaérée. Un conduit métallique est utilisé pour connecter directement le GDS à la vanne H7 du réservoir. Le bout du GDS avec la sortie de l'eau est mis légèrement plus haut que l'autre bout pour que les bulles d'air, si elles existent, sortent facilement. Après 1 minute de remplissage, on vide complètement le GDS pour que toute bulle d'air sorte ; ensuite on le remplit à nouveau. Les GDS ne doivent être remplis que jusqu'à environ 70% de leur volume maximal. Le 30% de volume restant est réservé pour le cas où le GDS reçoit de l'eau de la cellule (gonflement de l'eau pendant le chauffage, eau interstitielle expulsée de l'échantillon, etc). De toute façon, avant chaque intervention mécanique ou thermique, il faut penser à prévoir la variation volumique de l'eau dans le GDS. C'est d'autant plus important que la durée d'essais est longue.

Les GDS sont ensuite connectés aux conduits. Le GDS de confinement est connecté avec toutes les vannes comme sur la Figure 2- 27, sauf celle de la cellule. Le GDS déviatorique est connecté comme sur la Figure 2- 27. Le GDS de contre pression est connecté aux vannes B5, B6.

Toutes les sorties (haute et basse pression) de l'embase de la cellule sont bien séchées par une pression d'air, y compris les pierres poreuses. Tous les points de contact sont nettoyés, essuyés et puis graissés. Deux papiers filtres de 38 mm de diamètre sont préparés. Toutes les vannes, les connexions sont serrées et vérifiées. Le piston du chapeau autocompensé est monté jusqu'à son extrémité en haut.

2.6.2 Montage de l'échantillon

Quelques étapes du montage de l'échantillon sont montrées sur la Figure 2- 27. L'échantillon, une fois sorti du papier plastique, est mesuré en diamètre et en hauteur par un pied à coulisse ; la masse de l'échantillon est également déterminée. L'échantillon est ensuite monté sur la pierre poreuse inférieure, au dessus d'un papier filtre. Deux membranes de néoprène (l'une de diamètre 37 mm, l'autre de 38 mm) d'épaisseur de 0,6 mm sont coupées en longueur de 54,4 + h (mm), où h est la hauteur en mm de l'échantillon. L'échantillon est ensuite couvert d'une couche fine de graisse, qui facilite le montage de la membrane et assure un bon contact entre la membrane et le sol. La membrane de diamètre de 37 mm est mise sur l'échantillon. Une autre couche de graisse est ajoutée autour de cette membrane et l'autre membrane de diamètre de 38 mm est mise. Quand les membranes sont à leur place, on met le papier filtre et ensuite la pierre poreuse sur l'échantillon. Après, les joints sont mis sur la membrane. Le chapeau supérieur est placé au dessus de l'échantillon, et les deux drainages supérieurs sont montés. Les joints toriques sont placés dans les gorges au chapeau supérieur ainsi qu'à l'embase inférieure. L'échantillon est positionné au centre de l'embase inférieure.

Pendant le montage de la deuxième membrane, un vide est appliqué à la sortie de la vanne B7, la vanne B3 étant gardée fermée. Ce vide assure que la membrane est bien plaquée sur l'échantillon, facilitant ainsi le montage de la deuxième membrane. Après le montage de l'échantillon, on ferme la vanne B7 et on applique le vide à la sortie de la vanne B4. La vanne B1 est ouverte ; la vanne B2 est fermée. On peut voir la pression négative de -100 kPa affichée sur le capteur. Au bout de 15 minutes, on ferme la vanne B4. La pression négative affichée doit être toujours de -100 kPa, indiquant que la membrane n'est pas percée. Ce vide n'est cassé (par l'ouverture des vannes B2, B3, B4, B7) qu'à la fin du montage quand la pression de confinement est appliquée.

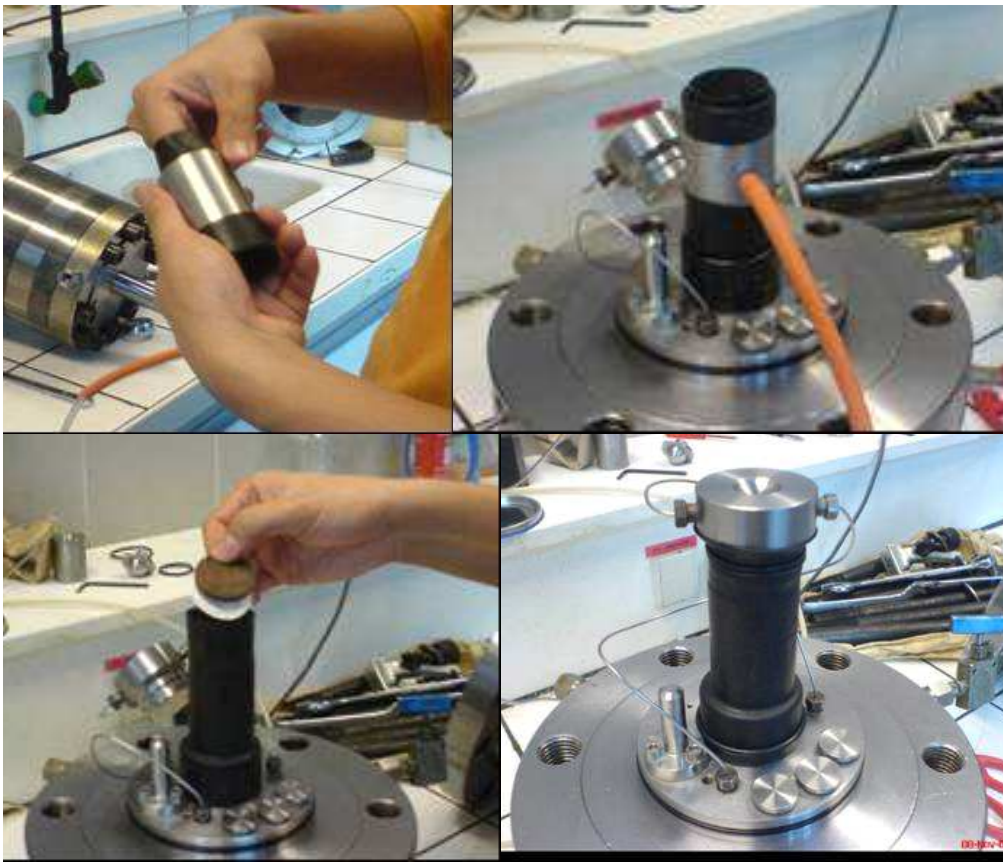


Figure 2- 29. Montage de l'échantillon sur l'embase

2.6.3 Montage de la cellule

Le cylindre de la cellule de confinement est ensuite monté sur l'embase. On recourt à un système de vis (Figure 2- 23) pour faire descendre la cellule doucement sur l'embase, ce qui assure que le joint torique au point de contact sur l'embase n'est pas abîmé.

La cellule est ensuite remplie d'eau désaérée. On connecte la vanne H4 à la cellule triaxiale comme sur la Figure 2- 27. Une pression d'air est envoyée à la vanne B10 du réservoir. Les vannes H4, H6, H7, B8 sont ouvertes pour que l'eau entre dans la cellule. Le GDS de confinement est utilisé comme capteur de pression. On règle la pression d'air pour que la pression donnée par le GDS varie entre 50-100 kPa. Cette pression assure un remplissage en douceur de la cellule. Pendant le temps de remplissage, on mesure la distance entre le chapeau supérieur de l'échantillon et le bord du cylindre de la cellule, afin d'estimer la descente du piston jusqu'au contact avec le chapeau sur l'échantillon.

Quand le niveau de l'eau dans la cellule atteint la hauteur du chapeau supérieur, on met le chapeau autocompensé sur la cellule. Le chapeau est descendu doucement grâce à un

système de vis (Figure 2- 23) sur le cylindre. Il faut également penser à ouvrir la vanne H2 avant de poser le chapeau. Ensuite on suit la procédure suivante pour assurer une bonne saturation dans la cellule :

1. on applique à travers la vanne H2 un vide pour aspirer l'air de la chambre autocompensée ;
2. quand l'eau sort de la vanne H2, on attend 1 minute avant de fermer la vanne H4 pour arrêter l'eau envoyée par le réservoir et on garde le vide par la vanne H2 pendant 15 minutes ;
3. ensuite, on ouvre à nouveau la vanne H4 pour que l'eau continue d'entrer dans la cellule ;
4. on répète 2 fois les étapes 2 et 3 pour s'assurer que toutes les bulles d'air sont aspirées de la cellule de confinement ;
5. on ferme la vanne H7 pour isoler le réservoir d'eau de la cellule ; on applique une pression de 100 kPa par le GDS de pression de confinement et on ferme la vanne H2 ;
6. enfin, on arrête la pression d'air entrant dans le réservoir d'eau par la vanne B10 et on coupe le vide par H2.

Le GDS déviatorique est connecté à la chambre haute du chapeau autocompensé comme montré sur la Figure 2- 27. Pour saturer la chambre, on combine l'application du vide et la circulation de l'eau entre la vanne H3 et H1. Ensuite on applique par le GDS déviatorique une pression de 300 kPa dans la chambre haute pour mettre en contact le piston et l'échantillon. Le piston descend, la pression enregistrée par le GDS est de l'ordre de 120 kPa, qui correspond au frottement entre le piston et le cylindre. On suit la descente du piston en vérifiant cette pression et le déplacement axial par le capteur monté à l'extérieur sur le piston. Une fois que la pression dépasse 140 kPa, c'est-à-dire le piston touche l'échantillon, on ramène la pression à 100 kPa, suffisante pour garder le piston immobile.

Jusqu'à maintenant, l'ensemble du dispositif ressemble à ce qui est montré sur la Figure 2- 27, sauf le GDS de contre pression qui n'est connecté qu'aux vannes B5, B6, et pas encore aux vanne B4, B7. Les conduits sont trempés dans le bain thermostate rempli d'eau. La pompe thermostat est réglée à 25°C. On ouvre les sorties basse pression (B1, B2, B3, B4, B7) pour casser le vide de -100 kPa appliqué pendant le montage de l'échantillon. La température de la cellule est fixée à 25°C par le régulateur. On démarre ensuite le programme d'acquisition. La cellule est maintenue à 100 kPa de confinement pendant au moins 24h, le temps nécessaire pour la stabilisation du volume de l'eau de confinement.

2.6.4 Mise en contact de l'échantillon avec de l'eau synthétique

Après la stabilisation du volume de l'eau de confinement et de la chambre déviatorique, on suit le chemin de chargement défini : appliquer une rampe de pression de confinement de 100 kPa à 2500 kPa à une vitesse de 0,5 kPa/mn, les drainages de basse pression étant laissés ouverts.

Une fois la pression de 2500 kPa confinement atteinte, l'eau interstitielle est mise en contact avec l'échantillon par la pierre poreuse inférieure. Les vanne B4 et B7 sont toujours ouvertes et ne sont pas connectées au GDS de pression interstitielle.

Un vide et un écoulement de CO_2 sont appliqués sur les sorties inférieures de basse pression. On ferme la vanne B3 et applique un vide à la sortie de la vanne B7. Ce vide est gardé pendant 15 minutes. Ensuite, on ferme la vanne B7, on y applique une pression de CO_2 de 100 kPa et on ouvre à nouveau la vanne B7. On attend 15 minutes avant de fermer la vanne B7. On arrête la pression de CO_2, le CO_2 étant gardé entre les vannes B3 et B7.

Le GDS de pression interstitielle est actuellement connecté seulement aux vannes B5 et B6. On connecte la vanne B6 à B7 et connecte B5 à un tuyau avec un bout trempé dans un récipient d'eau. Ensuite on suit la procédure suivante pour mettre en contact entre l'eau et l'échantillon :

1. on ferme B7 et B5. On applique une pression de 100 kPa dans le GDS de contre pression. On ouvre B5 pour que toute l'air sorte. On ferme B5 pendant 1 minute, et ouvre à nouveau B5 pendant 1 minute. On répète cela deux fois. On ferme enfin B5 ;
2. on ouvre B7, l'eau de GDS remplit les tuyaux jusqu'à la vanne B3 ;
3. on laisse l'eau et le CO_2 dans les tuyaux de la vanne B3 à B7 pendant 15 minutes ;
4. on applique un vide à la sortie de B3, on ouvre B3 pour que tout le CO_2 et l'eau sortent, on garde le vide pendant 1 minute. Ensuite on ferme B3, et on arrête le vide.

La contre pression de 100 kPa est ainsi appliquée à travers la pierre poreuse inférieure et la vanne B7 vers B3. On démarre l'acquisition et attend le gonflement jusqu'à la stabilisation, ce qui demande environ 10 jours. Quand le gonflement se stabilise, l'eau est mise en contact avec l'échantillon par la pierre poreuse supérieure. La procédure à suivre est similaire à celle pour mettre en contact entre l'eau et le sol par la sortie inférieure. La contre pression de 100 kPa est ainsi appliquée à travers les pierres poreuses supérieure et inférieure et dans tous les tuyaux de basse pression. On peut maintenant démarrer la saturation avec augmentation simultanée de la contre pression et de la pression de confinement.

2.7 Etalonnage du système

Chaque essai est commencé par une phase de saturation et ensuite suit des chemins de chargement thermiques et mécaniques définis (voir Chapitre 4 pour les détails de chaque essai). Un grand nombre d'essais d'étalonnage est nécessaire pour les deux cellules, autocompensée et sous presse.

Les étalonnages sont réalisés sur un échantillon métallique de taille de 38 x 76 mm, couvert de papier filtre aux deux extrémités et sur la surface latérale. La procédure suivie est la suivante :

1. après le montage, on applique une pression de 100 kPa pour stabiliser le système. La pression de confinement est ensuite montée de 100 à 2500 kPa par rampe de 0,5 kPa/mn tout en laissant les drainages de basse pression ouverts ;
2. à 2500 kPa, l'eau est mise en contact avec l'échantillon à une contre pression de 100 kPa. Cette mise en contact suit soigneusement la procédure d'un vrai essai sauf qu'il n'est pas nécessaire d'attendre pour le gonflement ;
3. la pression de confinement (p Conf) et la contre pression (CP) sont augmentées par paliers de 250 kPa jusqu'à p Conf = 4000 kPa, CP = 1500 (la différence entre ces deux est toujours 2500 kPa) ;
4. après ces étapes qui concernent la plupart des essais, on effectue des chemins de chargement mécanique et thermique variés. La valeur p Conf est augmentée par rampe ou par paliers de 3500 kPa à 8000 kPa à des températures différentes (25, 40, 80 °C). La température est augmentée par rampe ou par paliers de 25 °C à 80 °C à des pressions de confinement différentes (3,5 MPa ;…).

Pendant l'essai d'étalonnage, on enregistre la variation volumique du système donnée par le GDS de confinement, GDS de contre pression, GDS de déviateur. De nombreux essais sont réalisés afin de couvrir au maximum les chemins suivis par les vrais essais.

2.7.1 Cellule autocompensée

Les figures 2- 30 à 2- 36 présentent les résultats des essais d'étalonnage réalisés sur la cellule autocompensée. La Figure 2- 30 montre la variation volumique de l'eau dans la cellule de confinement pendant la compression isotrope à une vitesse constante, de 100 à 2500 kPa.

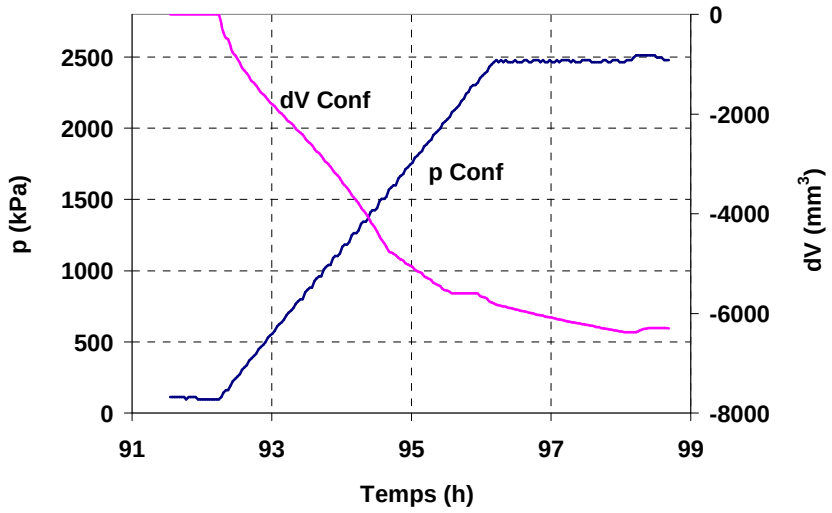


Figure 2- 30. Compression isotrope de 100 à 2500 kPa

La Figure 2- 31 présente les résultats d'étalonnage à 25 °C avec l'augmentation par paliers de la pression de confinement (p Conf de 2500 à 4500 kPa) et de la contre pression (CP de 100 à 1500 kPa), la différence entre ces deux étant maintenue à 2500 kPa. La dernière partie de compression a été réalisée en rampe. La variation volumique par le GDS de confinement (dV Conf) et celle par le GDS de contre pression (dV CP) sont également enregistrées.

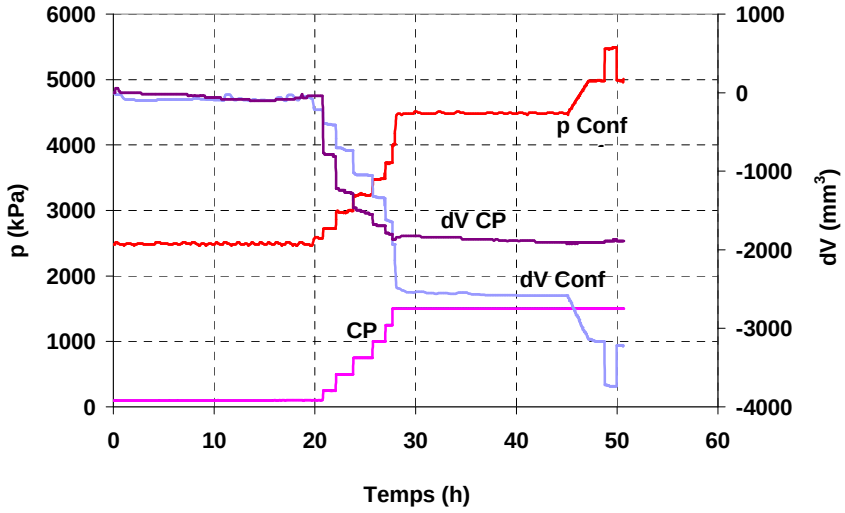


Figure 2- 31. Compression isotrope en paliers de 2500 à 5500 kPa

Les résultats des essais de compression isotrope à vitesse constante de 3500 à 8000 kPa à différentes températures sont présentés sur la Figure 2- 32 (25 °C) et sur la Figure

2- 33 (40 °C). On observe en général que l'influence de la température sur la pente p-dV n'est pas importante, les deux pentes à 25 et 40 °C étant très proches de 1. Une légère irréversibilité du volume est observée dans l'essai à 25 °C : la courbe p-dV pendant le chargement est légèrement au dessus de celle pendant le déchargement. On remarque également que les résultats de l'essai à 40 °C sont relativement dispersés, à relier au fait que l'équilibrage de la température à 40 °C est plus difficile à atteindre.

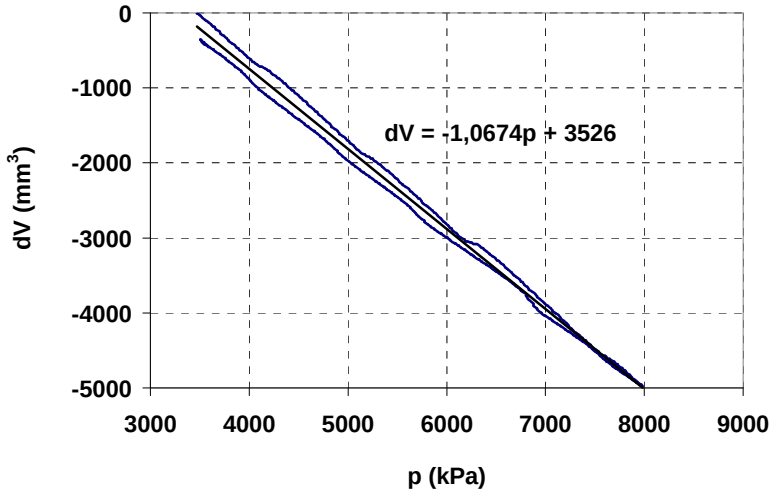


Figure 2- 32. Compression isotrope de 3500 à 8000 kPa (25 °C)

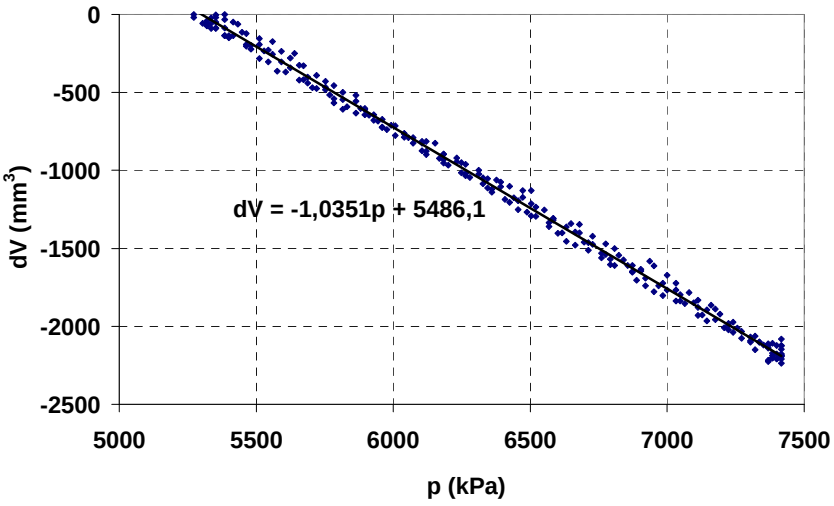


Figure 2- 33. Compression isotrope de 5000 à 7500 kPa (40 °C)

La Figure 2- 34 et la Figure 2- 35 présentent les résultats des essais de chauffage de 25 à plus de 80 °C, respectivement par rampe et par palier. La Figure 2- 35 présente également la

variation volumique enregistrée par le GDS de pression déviatorique (dV Dev) avec l'augmentation de température, montrant l'effet de la température sur le volume d'eau dans la chambre déviatorique. Les deux courbes T-dV (variation volumique de la cellule de confinement, dV Conf, en fonction de la température T) obtenues sont présentées sur le même plan de la Figure 2- 36. Il est intéressant de noter que les chauffages par les deux méthodes donnent des courbes T-dV très proches.

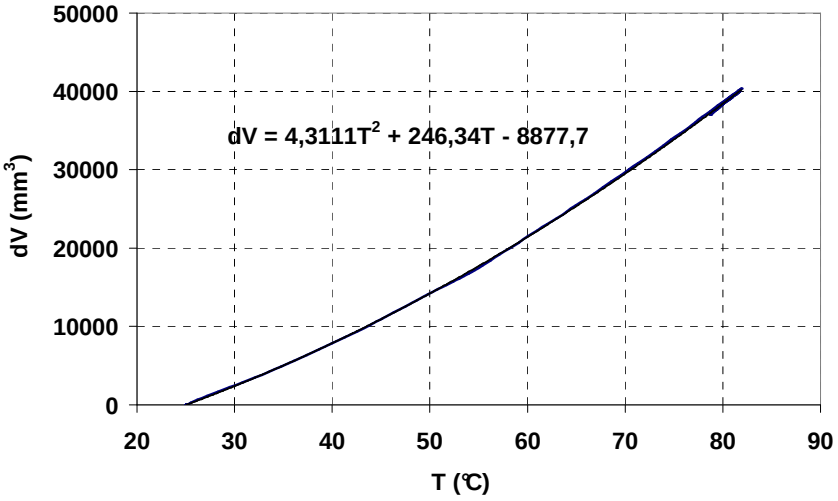


Figure 2- 34. Chauffage de 25 à 80 °C (pression de confinement = 3,5 MPa, contre pression = 1 MPa)

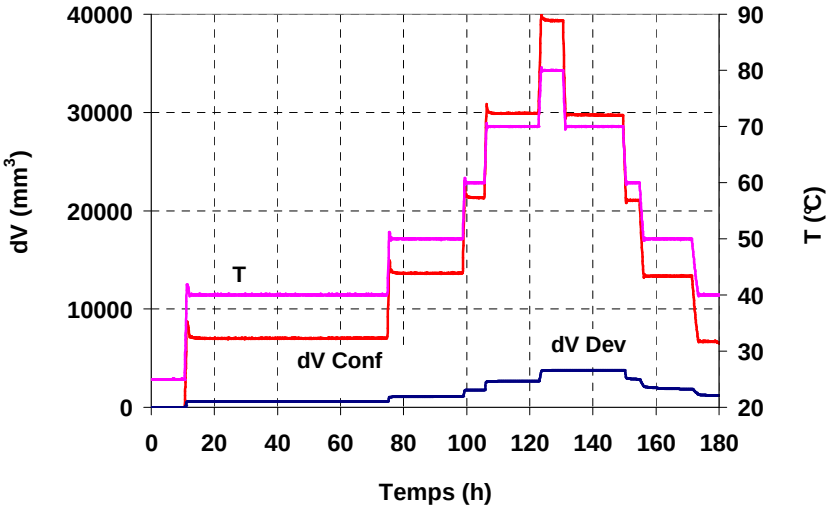


Figure 2- 35. Chauffage par paliers de 25 à 80 °C (pression de confinement = 3,5 MPa, contre pression = 1 MPa)

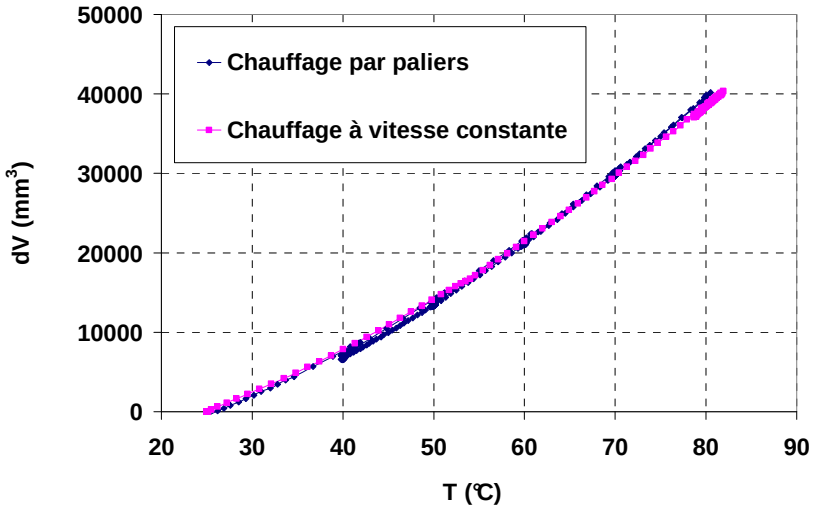


Figure 2- 36. Comparaison entre les résultats d'étalonnage du chauffage par palier et par rampe de 25 à 80 °C (pression de confinement = 3,5 MPa, contre pression = 1 MPa)

2.7.2 Cellule sous presse

Les figures 2- 37 à 2- 41 présentent les résultats des essais d'étalonnage réalisés en cellule sous presse. Comme la Figure 2- 30, la Figure 2- 37 montre la variation volumique de l'eau dans la cellule de confinement (dV Conf) pendant la compression, à une vitesse constante, de 100 à 2500 kPa.

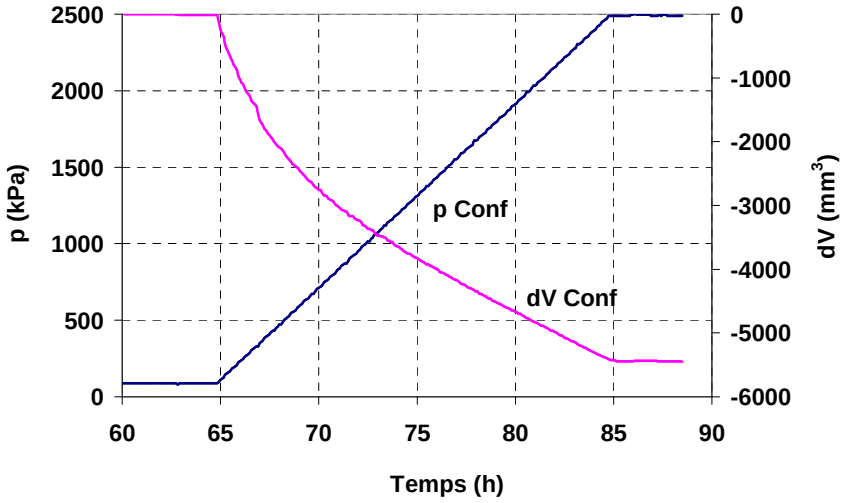


Figure 2- 37. Compression isotrope de 100 à 2500 kPa

La Figure 2- 38 présente les résultats de l'essai de compression isotrope par augmentation par paliers de la pression de confinement (p Conf de 2500 à 3500 kPa). La variation volumique par le GDS de confinement (dV Conf) est également présentée.

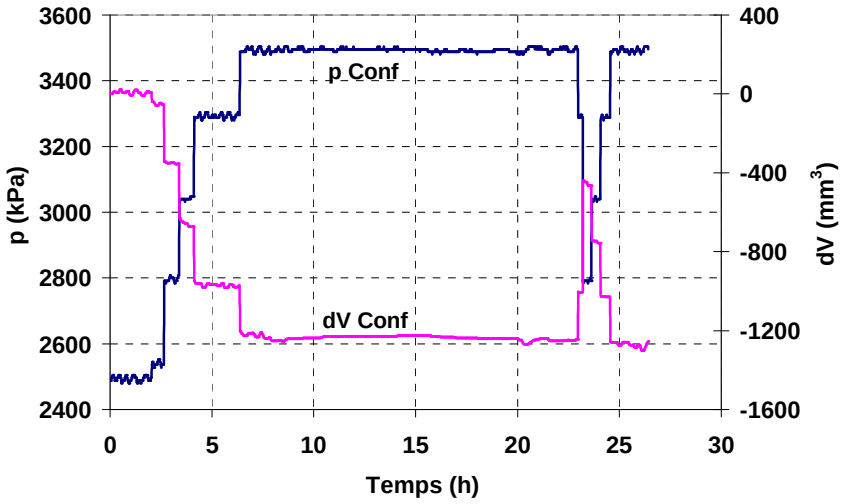


Figure 2- 38. Compression isotrope en palier de 2500 à 3500 kPa

Les résultats des essais de compression isotrope réalisés à une vitesse constante de 1 kPa/mn et à différentes températures sont présentés sur la Figure 2- 39 (25 °C) et sur la Figure 2- 40 (35 °C). En général, une relation linéaire est observée, la pente p-dV variant entre 1,14 à 1,22 (mm^3/kPa).

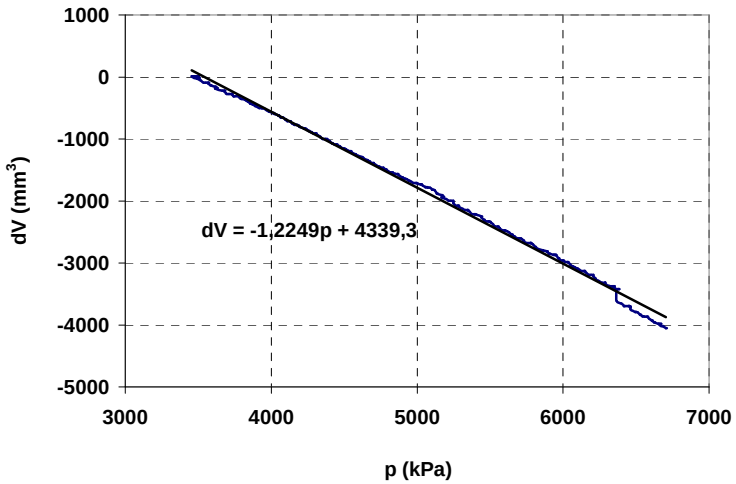


Figure 2- 39. Compression isotrope de 3500 à 6700 kPa (25 °C)

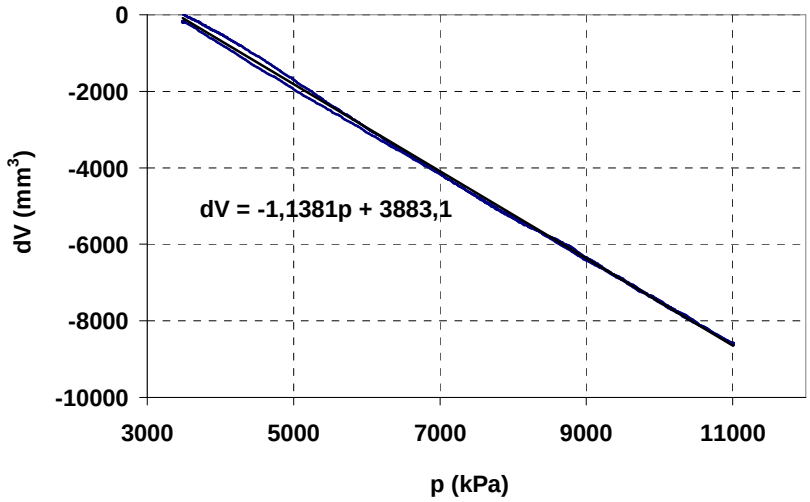


Figure 2- 40. Compression isotrope de 3500 à 11000 kPa (35 °C)

Les trois figures, de Figure 2- 41 à Figure 2- 43, présentent les résultats des essais de chauffage à une vitesse constante et par paliers de température. La Figure 2- 43 résume les résultats dans le plan T-dV. Une différence significative entre les deux méthodes est observée.

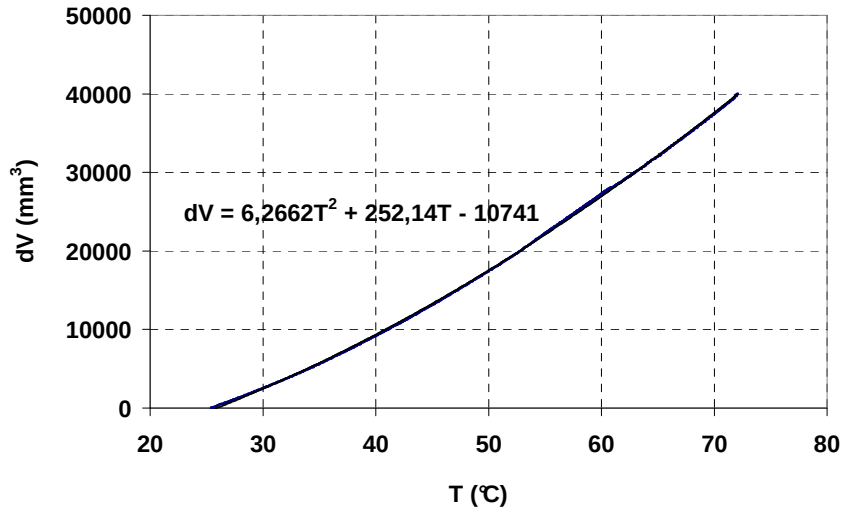


Figure 2- 41. Chauffage de 25 à 73 °C par vitesse constante de 1 °C/h (pression de confinement = 3,5 MPa, contre pression = 1 MPa)

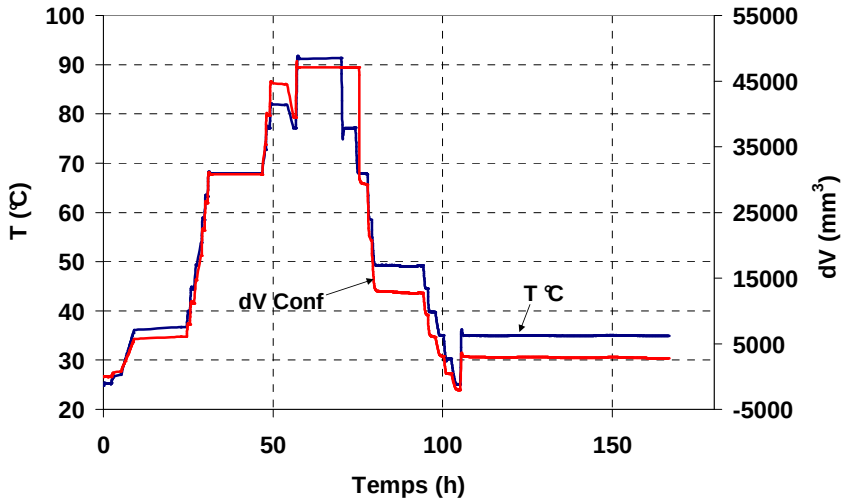


Figure 2- 42. Chauffage de 25 à 91 °C (pression de confinement = 3,5 MPa, contre pression = 1 MPa)

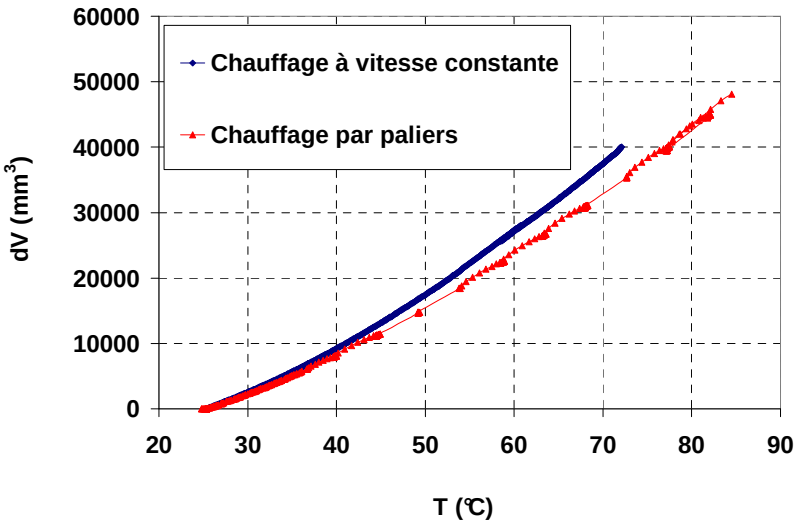


Figure 2- 43. Comparaison entre les résultats d'étalonnage du chauffage par palier et par rampe de 25 à 80 °C (pression de confinement = 3,5 MPa, contre pression = 1 MPa)

2.8 Conclusions

Plusieurs techniques expérimentales ont été développées pour étudier le comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom. En premier lieu, la technique de préparation d'échantillons est présentée. Après plusieurs essais, une technique de préparation au tour a été choisie. Un soin particulier est nécessaire pour la bonne finition. La présence claire des litages parallèles montre le caractère hétérogènee du sol, qui rend la préparation d'échantillons

délicate et difficile. Une attention particulière doit aussi être portée à la préservation de la teneur en eau pendant la préparation et le stockage. L'eau interstitielle utilisée est l'eau synthétique fournie par EURIDICE.

Des méthodes de mesure et de contrôle de succion ont été utilisées pour établir la courbe de rétention d'eau du sol. Il s'agit aussi bien des techniques de contrôle de succion (osmotique, phase vapeur), que de mesure (tensiomètre). Une cellule oedométrique munie d'un tensiomètre a été développée pour étudier la variation de la succion pendant des essais de compression axiale.

Pour mener des essais à hautes pressions et hautes températures, deux systèmes d'essais ont été développés, l'un est basé sur une cellule triaxiale autocompensée, l'autre sur une cellule triaxiale dont la force axiale est appliquée par une presse. Une procédure expérimentale détaillée du début à la fin de l'essai a été proposée.

Une série importante des essais d'étalonnage sur l'échantillon métallique a été également réalisée. Il s'agit des essais de chargement mécanique à température constante et de ceux de chauffage à pression de confinement constante, tous les deux ayant été réalisés en palier ou à vitesse constante.

CHAPITRE 3. **COMPORTEMENT HYDRO-MECANIQUE**

3.1 Introduction

L'argile utilisée pour cette étude a été excavée à 223 m environ de profondeur. En plus de la mise sous succion suite au prélèvement (Doran et al., 2000, 2001), il existe des risques de désaturation liée au séchage pendant le transport, la conservation, la préparation d'échantillons, etc. Ce séchage contribue au changement de la teneur en eau et du volume des pores, engendrant ainsi une succion supplémentaire dans le sol. Une phase de saturation préalable est donc nécessaire avant chaque essai. Afin de bien définir les conditions de saturation, il a paru nécessaire de connaître les propriétés de rétention d'eau du sol. En effet, l'excavation ou le déchargement du sol engendrent une succion liée à la contrainte in situ (Skempton, 1961; Skempton & Sowa, 1963; Doran et al., 2000). Le re-chargement est-il capable de ramener la succion à zéro, ou de ramener le sol à son état hydrique in situ ? Quelles sont les caractéristiques du sol qui peuvent influencer sur la relation chargement - succion du sol ? On essaie de trouver la réponse à ces questions en étudiant la variation de succion par le chargement et le déchargement avec la cellule oedométrique munie d'un tensiomètre. Afin de mettre en évidence l'effet de la physico-chimie, une étude comparative sur l'argile de Boom et sur le limon de Jossigny a été réalisée.

3.2 Courbe de rétention d'eau

3.2.1 Résultats avec la méthode osmotique

La méthode osmotique a été utilisée pour imposer les succions inférieures à 3 MPa. Trois concentrations de PEG ont été choisies, c = 0,1 ; 0,3 et 0,5 g PEG/g d'eau, pour imposer respectivement des succions s = 0,11 ; 0,99 et 2,75 MPa. Cinq échantillons ont été utilisés pour chaque concentration. Deux échantillons (l'un de séries de 0,11 MPa, l'autre de séries de 0,99 MPa) ont été utilisés pour déterminés la teneur en eau, qui est égale à 21,2%. Après 2 semaines, un échantillon de chaque boîte a été sorti pour déterminer la teneur en eau, les autres ayant été sortis au bout de 20, 24, et 31 jours. Pour s = 0,11 MPa, la membrane du dernier échantillon (après 31 jours) a été percée, expliquant le manque de résultat à la fin.

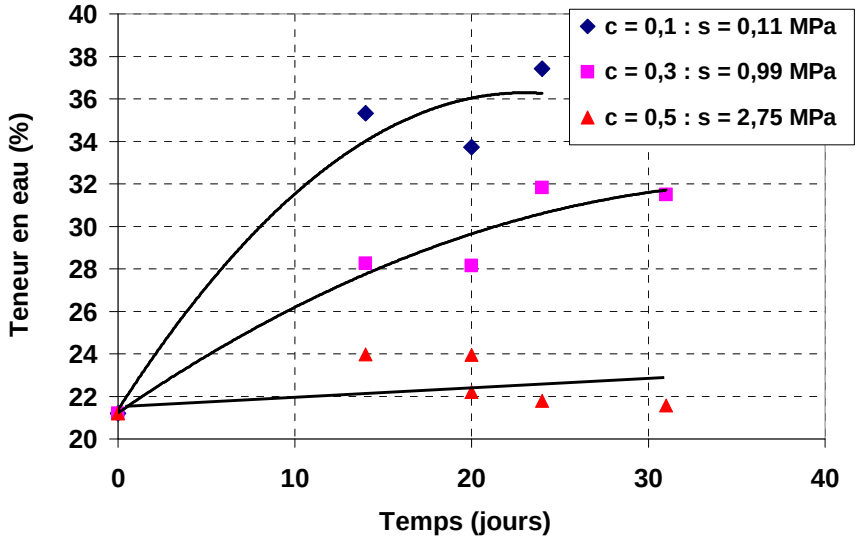


Figure 3- 1. Variation de la teneur en eau pendant l'imposition de la succion par la méthode osmotique

La variation de la teneur en eau est présentée sur la Figure 3- 1. On observe en général une dispersion assez importante. Pour la succion de 2,75 MPa, les valeurs de teneur en eau sont comprises entre 21,6 % et 24 %, proche de la teneur en eau initiale, montrant que la succion initiale du sol est proche de 2,75 MPa. Pour la succion de 0,99 MPa, les échantillons absorbent de l'eau et la teneur en eau des deux derniers échantillons est proche de 32 %. A la succion de 0,11 MPa, la valeur de teneur en eau à l'équilibre est d'environ 38 %. Globalement, on observe que la dispersion des teneurs en eau est d'autant plus grande que la succion imposée est faible.

3.2.2 Résultats avec la méthode de phase vapeur

La Figure 3- 2 présente l'évolution des teneurs en eau des échantillons mis dans des boîtes contenant des solutions salines différentes. Chaque boîte contenait 4 échantillons, trois de taille de 2 x 2 x 0,5 cm (numérotés 1, 2, 3) et un en forme de résidu en poudre (numéroté 4) obtenu lors de la préparation d'échantillons. On observe la stabilisation des teneurs en eau après environ 20 jours. Pour des succions élevées (> 10 MPa), une bonne stabilisation des teneurs en eau est observée. En revanche, pour des succions plus faibles, la stabilisation est aussi obtenue, mais avec une fluctuation plus importante. Globalement, les échantillons ont été séchés, sauf pour les trois succions les plus faibles (2,8 MPa, $CuSO_4$; 4,2 MPa, K_2SO_4 ; 7,1 MPa, Na_2SO_3) où les teneurs en eau fluctuent autour des valeurs initiales. On voit que pour les faibles succions (de 2,8 à 8,5 MPa), les teneurs en eau des échantillons 4 sont

clairement plus faibles que celles des trois autres (Figure 3- 2). L'observation peut être expliquée par le fait que les échantillons 4 commencent d'une teneur en eau plus faible, possiblement du à leur taille plus petite (en poudre). Pendant l'imposition de succion, les échantillons 4 suivent le chemin d'humidification, et donc obtiennent une teneur en eau plus faible à l'équilibrage à cause de hystérésis. Cette hystérésis est confirmée dans la courbe w-s de la Figure 3- 7.

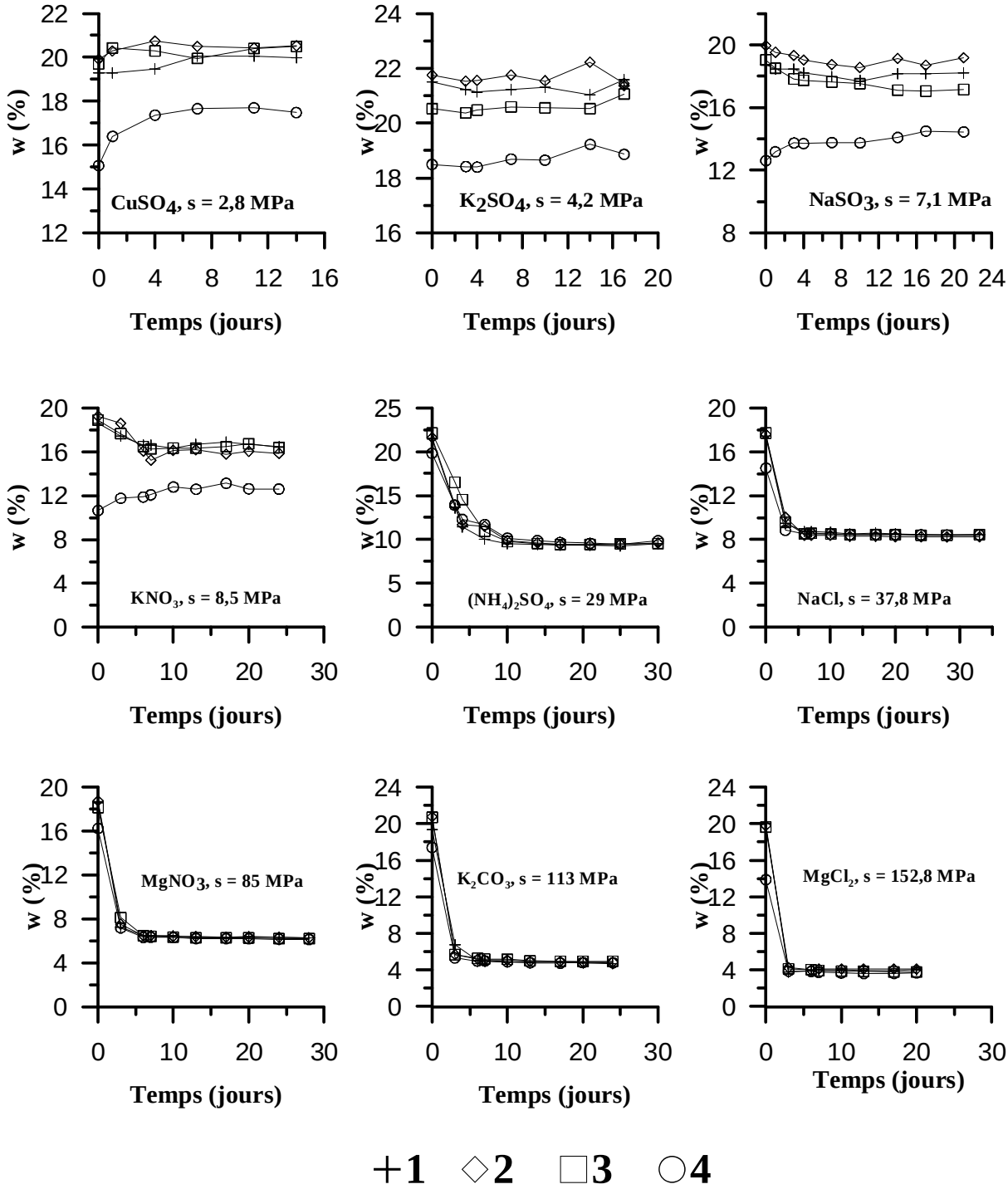


Figure 3- 2. Evolution des teneurs en eau des échantillons à différentes humidités relatives

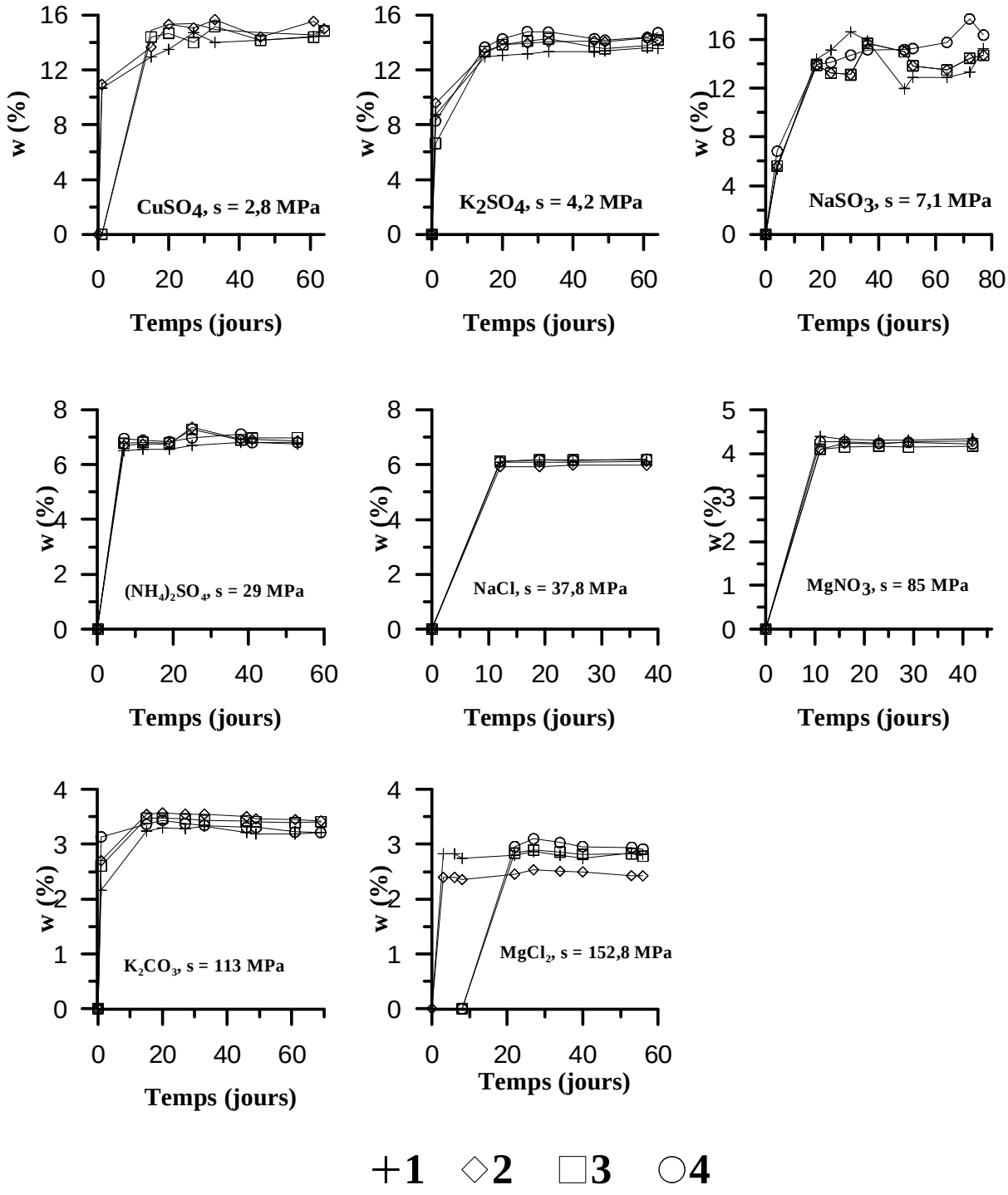


Figure 3- 3. Evolution des teneurs en eau des échantillons à différentes humidités relatives

Après la mise à l'étuve pour déterminer la teneur en eau, les échantillons secs (w = 0) ont été remis respectivement dans les mêmes boîtes précédentes pour s'humidifier. L'évolution des teneurs en eau pendant cette re-humidification est présentée sur la Figure 3-3. A cause d'un problème technique, les résultats des échantillons mis dans KNO_3 ne sont pas disponibles. Une bonne stabilisation a été observée après 30 jours d'essai avec les autres

solutions. Comme pour le séchage, la stabilisation a été plus difficile à atteindre aux faibles succions.

Pour étudier la variation volumique due au séchage à partir de l'état initial, une série d'essais complémentaires a été réalisée. Trois échantillons de taille environ 2 x 2 x 0,5 cm ont été mis dans des boîtes différentes contenant $CuSO_4$ (2,8 MPa), K_2SO_4 (4,2 MPa), KNO_3 (7,1 MPa), NaCl (37,8 MPa), $MgCl_2$ (152,8 MPa) respectivement. Les volumes des échantillons avant et après ont été déterminés à l'aide de la mesure de pesée hydrostatique dans du Kerdane. L'évolution des teneurs en eau de ces échantillons est présentée sur la Figure 3- 4.

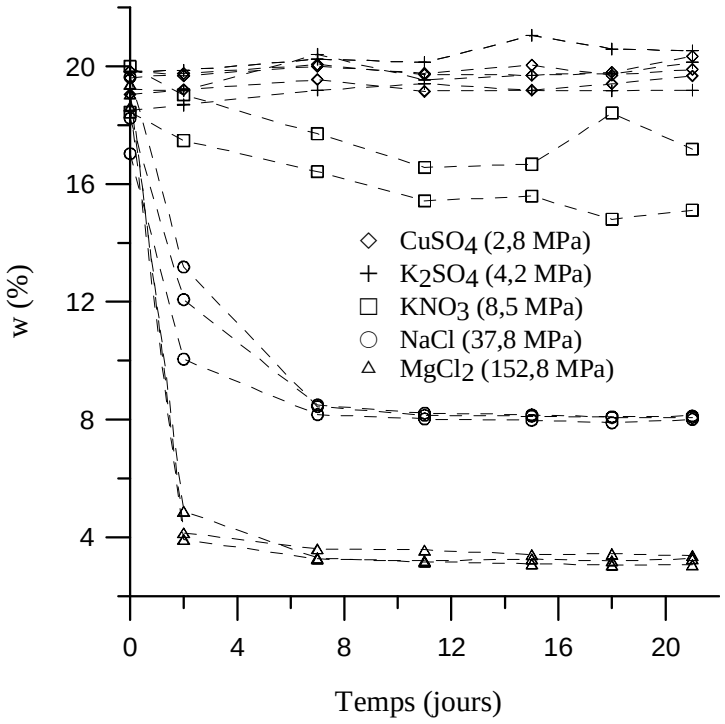


Figure 3- 4. Evolution des teneurs en eau des échantillons à différentes humidités relatives

La relation entre la teneur en eau d'équilibre et le logarithme de la succion est présentée sur la Figure 3- 5. A gauche, on présente la courbe de séchage à partir de l'état naturel, obtenue à partir des deux séries d'essais présentées sur la Figure 3- 2 (symboles fins) et la Figure 3- 4 (symboles plus gras). Une bonne compatibilité entre ces deux séries est observée. On remarque qu'aux faibles succions, la courbe obtenue des échantillons 4 (poudre) est légèrement écartée des autres, montrant une capacité de rétention plus faible. A droite, on présente la courbe d'humidification de l'état sec obtenue des essais présentés sur la Figure 3- 3. Les résultats à faibles succions sont un peu dispersés alors qu'à fortes succions, les résultats sont presque identiques.

La Figure 3- 6 récapitule tous les résultats. Ici, pour une raison de clarté, seuls les résultats des échantillons numérotés 1, 2, 3 (de taille de 2 x 2 x 0,5 cm) sont présentés. Une légère hystérésis peut être observée entre les courbes de séchage et d'humidification.

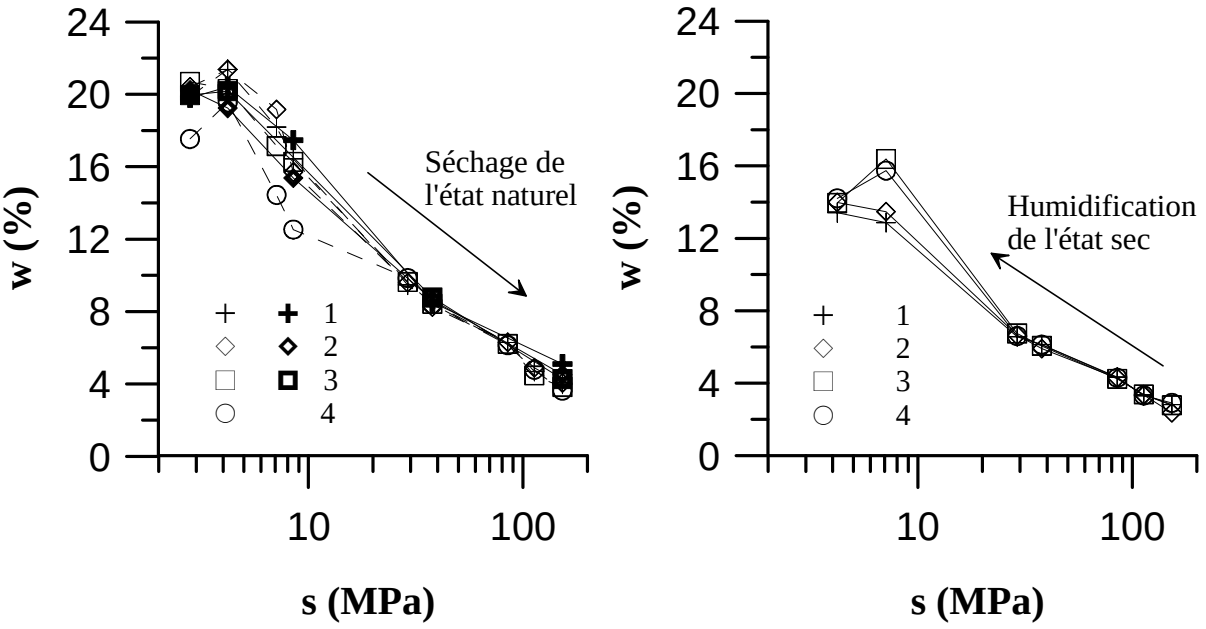


Figure 3- 5. Courbes de rétention d'eau (w-logs) obtenues des essais de séchage à partir de l'état naturel (à gauche) et des essais d'humidification à partir de l'état sec (à droite)

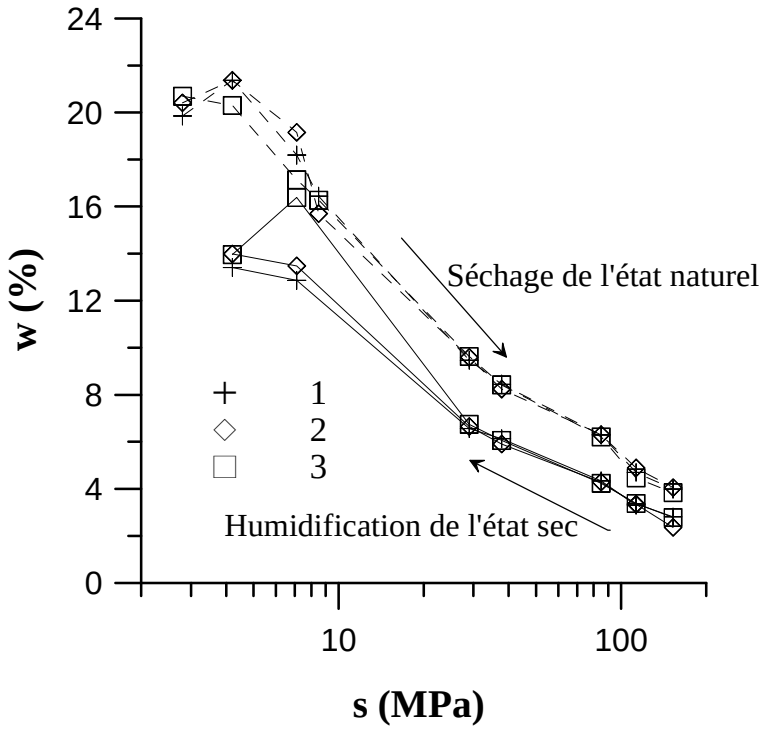


Figure 3- 6. Courbes de rétention d'eau (w-logs) obtenues par le séchage à partir de l'état naturel et par l'humidification à partir de l'état sec

3.2.3 Résultats de la mesure de succion par tensiomètre

Pour compléter la méthode osmotique qui s'est montrée peu fiable pour imposer une faible succion sur l'argile de Boom, on a effectué des mesures de succion par le tensiomètre. Cinq échantillons de sol (d = 70 mm, h = 20 mm) ont été humidifiés dans du papier filtre mouillé pour que la succion diminue dans la limite de mesure du tensiomètre (1500 kPa). Les volumes des échantillons avant et après le remouillage ont été mesurés à l'aide d'un pied à coulisse. Après l'humidification, la succion du sol a été mesurée par le tensiomètre. Les caractéristiques des échantillons avant et après l'humidification et les valeurs de succion mesurées sont présentées dans le Tableau 3- 1. Il faut noter que les échantillons après l'humidification ont été retaillés pour entrer dans la cellule oedométrique.

Tableau 3- 1. Caractéristiques des échantillons avant et après le remouillage et valeurs de succion déterminées par le tensiomètre

	w_0 (%)	V_0 (mm^3)	m_0 (g)	w_1 (%)	V_1 (mm^3)	m_1 (g)	s (MPa)
B1	-	-	-	22,67	75,04	151,56	0,60
B2	20,14	69,58	137,25	29,49	75,04	141,29	0,18
B3	21,53	75,05	152,05	28,97	81,59	151,90	0,28
B4	20,60	79,65	163,17	27,35	76,97	146,03	0,49
B5	22,00	99,29	201,95	27,68	108,71	201,88	0,17
B6	21,00	74,90	148,82	29,02	82,74	154,13	0,31

3.2.4 Courbe de rétention d'eau

Les résultats obtenus avec toutes les méthodes de mesure et d'imposition de succion sont présentés sur la Figure 3- 7. De l'état naturel, certains échantillons ont été séchés et ensuite re-humidifiés par la méthode de phase vapeur (résultats déjà présentés sur la Figure 3-6). Aussi de l'état naturel, certains échantillons ont été humidifiés par la méthode osmotique ou ont été mis dans du papier filtre mouillé pour déterminer la succion par tensiomètre. On observe une divergence significative entre les résultats trouvés par la méthode osmotique et ceux par tensiomètre aux faibles valeurs de succion. Les résultats obtenus du tensiomètre semblent plus cohérents et moins dispersés que ceux de la méthode osmotique. La Figure 3- 7 montre également qu'à une succion de 2,8 MPa, les teneurs en eau varient entre 20 à 24%, ce qui est aussi la gamme des teneurs en eau initiales généralement obtenues au laboratoire.

Cette dispersion explique la difficulté de déterminer la succion des échantillons avant chaque essai.

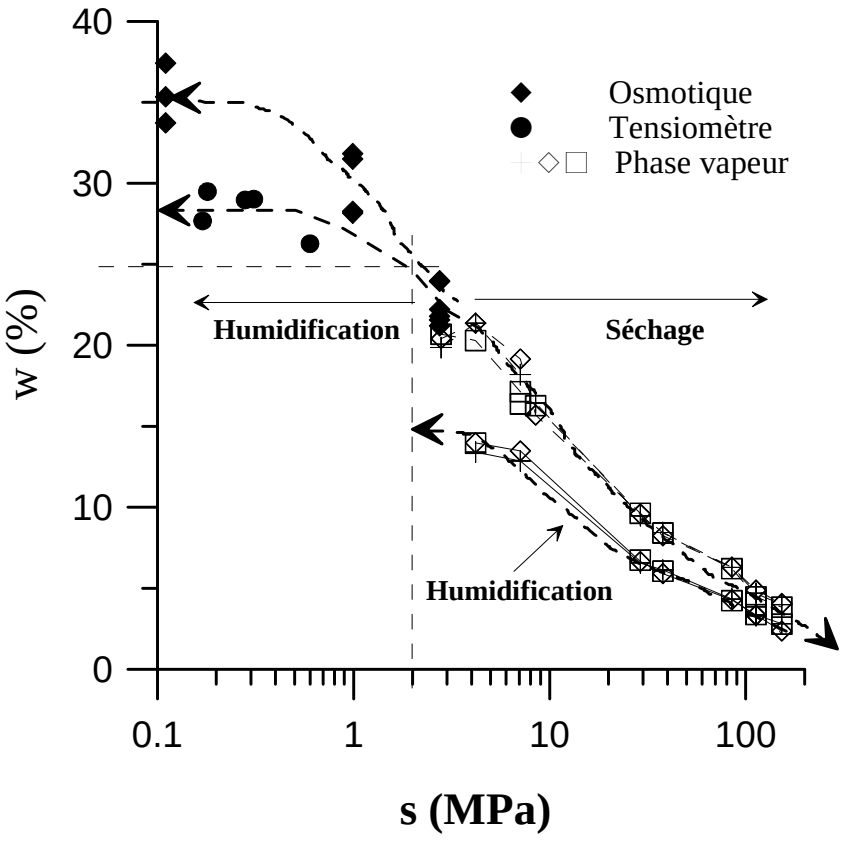


Figure 3- 7. Courbe de rétention d'eau (w-logs) de l'argile de Boom

La Figure 3- 8 présente la courbe de rétention d'eau déterminée sur des échantillons dont les volumes ont été déterminés par la pesée hydrostatique avec le pétrole désaromatisé, ou par le pied à coulisse. La teneur en eau (w) et le degré de saturation (S_r) en fonction de la succion (s) sont montrés sur la figure. On observe sur la courbe S_r - logs que le sol reste saturé suite au séchage à deux succions de 2,8 et 4,2 MPa. La désaturation commence quand la succion dépasse 4,2 MPa. Le degré de saturation à la succion de 8,5 MPa est de 90%. Ainsi, le point d'entrée d'air de l'argile de Boom est estimé à environ 5 MPa. A la succion la plus importante (152,8 MPa), le degré de saturation atteint 31%.

D'après la courbe w-s, on peut estimer une valeur de succion de 0,4 MPa à une teneur en eau de 25%, qui est censé être la teneur en eau du sol in situ. Cette succion obtenue est beaucoup plus faible que la valeur de pression in situ que supporte le sol avant l'excavation : p' = $\frac{1}{3}(\sigma'_v + 2\sigma'_h) = 2{,}1$ MPa, prenant K_0 = 0,8 d'après Horseman et al. (1993). Cette

différence est liée à l'anisotropie de sol et de l'hystérésis existant entre le séchage et la re-humidification. Une discussion plus ample sur ce sujet est trouvée dans Delage et al. (2007).

Pour la partie d'humidification, la courbe S_r-logs montre, curieusement, que le degré de saturation des échantillons dont les volumes ont été mesurés par le pied à coulisse descend en dessous de 100%, avec des valeurs variant entre 90 et 100%. Comme la mesure de volume réalisée au par pesée hydrostatique montre que le sol reste saturé aux succions de 2,8 et 4,5 MPa, il est très vraisemblable que l'état initial de l'échantillon à w = 21% soit saturé. C'est la raison pour laquelle les échantillons soumis aux succions plus faibles et donc à des teneurs en eau plus importantes (22,5 ; 29 et 29,5%) ne devraient pas se désaturer. Les degrés de saturation (inférieurs à 100%) obtenus pendant l'humidification montrent une certaine différence attribuée au manque d'exactitude de la méthode de mesure par pied à coulisse, en comparant à la mesure hydrostatique.

L'humidification du sol fait gonfler le sol. A l'inverse, toujours saturé, le sol se rétracte quand la succion augmente jusqu'à à la pression d'entrée d'air (5 MPa). A des succions supérieures, le sol commence à se désaturer. A une succion de 152,8 MPa, l'argile de Boom est encore capable de retenir 5% de teneur en eau, ce qui indique son activité au sens de Skempton relativement importante.

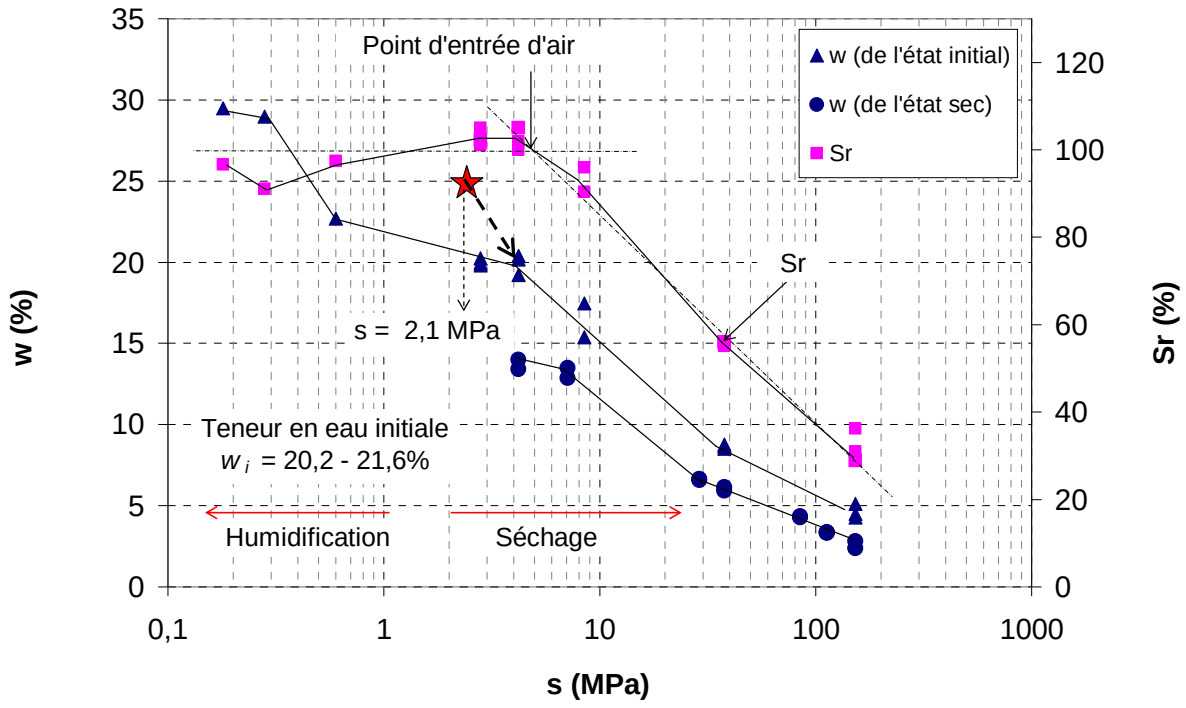


Figure 3- 8. Courbe de rétention d'eau (w-Sr-logs) de l'argile de Boom

La Figure 3- 9 présente le changement de l'indice des vides en fonction de la succion pendant le séchage ou l'humidification. On peut observer que la pente du gonflement (pente moyenne $\frac{\Delta e}{\Delta \log s} = -0{,}5$) est nettement plus importante que la pente du retrait (pente moyenne $\frac{\Delta e}{\Delta \log s} = -0{,}1$). La figure présente également la déformation volumique en fonction de la succion. Un gonflement important de 12% est observé quand la succion diminue à 0,18 MPa. Un retrait de 8% est observé à la succion de 152,8 MPa. Bernier et al. (1997) a trouvé une tendance similaire sur l'argile de Boom compactée soumise au changement de succion sous chargement faible dans une cellule oedométrique.

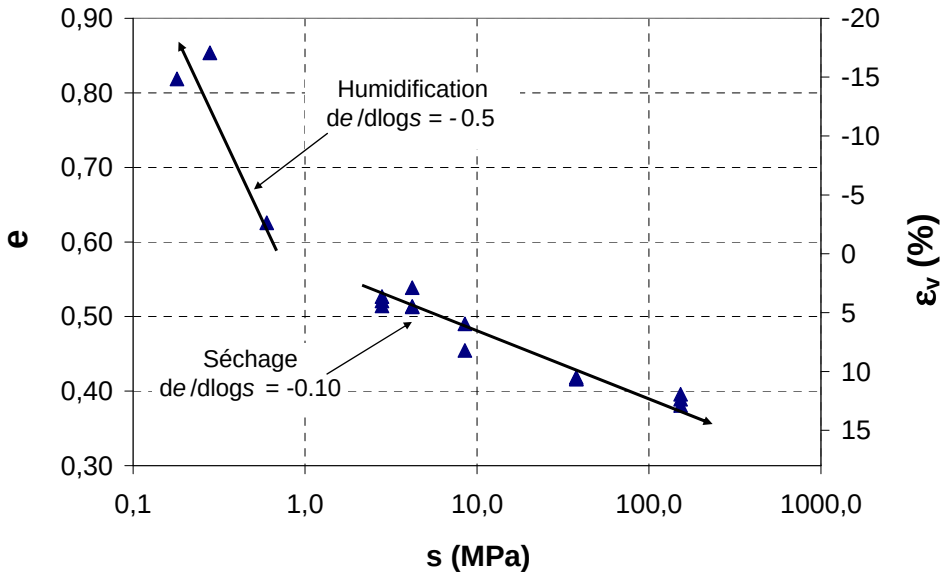


Figure 3- 9. Indice des vides et déformation volumique en fonction de la succion pendant le séchage et l'humidification

3.3 Essais oedométriques avec suivi de succion

3.3.1 Essais sur l'argile de Boom

Le premier essai a été réalisé sur l'échantillon de l'argile de Boom à une teneur en eau de 21 % (Figure 3- 10 à gauche). Après le montage de l'échantillon dans la cellule oedométrique, on a appliqué une charge initiale de 25 kPa. On a observé une rapide augmentation de succion, suivie d'une cavitation du tensiomètre au bout de 5 minutes. Un autre essai a été réalisé sur un échantillon aussi à une teneur en eau de 21 %, mais avec des

charges verticales qui ont été appliquées rapidement en suivant des paliers de : 200→400→600→1000→1200 kPa (Figure 3- 10 à droite). A chaque palier de charge, la succion a diminué brusquement et enusite remonté. L'augmentation de succion était à une vitesse quasiment constante pour toutes les charges appliquées. Malgré ce chargement rapide, la cavitation du tensiomètre est apparue au bout d'une demie heure.

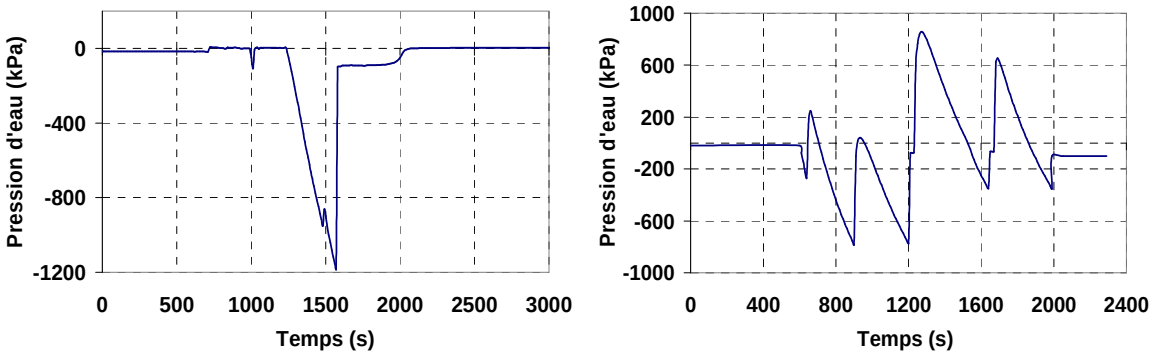


Figure 3- 10. Tests préliminaires sur les échantillons à 21% de teneur en eau. A gauche : cavitation du tensiomètre à une charge initiale de 25 kPa. A droite : cavitation du tensiomètre après plusieurs paliers de chargement rapide

Tableau 3- 2. Caractéristiques des échantillons avant et après les essais oedométriques

	w_1 (%)	V_1 (mm^3)	m_1 (g)	s (MPa)	W_2 (%)	V_2 (mm^3)	m_2 (g)
B1	22,67	75,04	151,56	0,60	-	-	-
B2	29,49	75,04	141,29	0,18	28,05	70,24	139,72
B3	28,97	81,59	151,90	0,28	28,46	75,04	151,30
B4	27,35	76,97	146,03	0,49	26,40	67,94	144,55
B5	27,68	108,71	201,88	0,17	26,40	103,91	200,18
B6	29,02	82,74	154,13	0,31	-	-	-

Les résultats montrent que la succion des échantillons de l'argile de Boom à la teneur en eau initiale (environ 21%) est supérieure à la limite du tensiomètre (1500 kPa), ce qui est cohérent avec la courbe de rétention d'eau (Figure 3- 7) qui indique que la succion à w = 21% est de l'ordre de 3 à 4 MPa. C'est ainsi qu'on a pensé à humidifier l'argile de Boom au préalable. Les caractéristiques des échantillons avant et après cette phase de remouillage sont présentées dans le Tableau 3- 1. Au total, six essais (B1 à B6) ont été réalisés. Les caractéristiques des échantillons avant (w_1, V_1, m_1) et après (w_2, V_2, m_2) chaque essai sont

présentées dans le Tableau 3- 2. Pour l'essai B1, suite à un problème technique lors de l'enlèvement de l'échantillon du sol en fin d'essai, les caractéristiques de l'échantillon n'ont pas pu être déterminées.

Pour tous les essais, un premier chargement de 50 kPa a été appliqué pendant 48 heures. Afin d'assurer un bon contact entre le tensiomètre et l'échantillon. Ensuite, la charge verticale a été appliquée par paliers de telle manière que $\sigma_{v(n)}=2\sigma_{v(n-1)}$. Quand la charge a atteint 1600 kPa, le déchargement par paliers de $\sigma_{v(n)}=0,5\sigma_{v(n-1)}$ a été réalisé. Chaque palier de chargement ou déchargement a duré 24 heures ; un essai complet dure donc environ 3 semaines. Pour le dernier essai B6, à la charge maximale de 1600 kPa, l'échantillon de sol a été inondé d'eau synthétique avant le déchargement. A la fin du déchargement (25 kPa), un autre cycle de chargement et déchargement (25-1600-25 kPa) a été effectué. Cette prolongation d'essai explique le manque de caractéristiques à la fin de l'essai B6 (Tableau 3-2).

Les résultats typiques d'un essai à l'oedomètre (B3) à succion initiale s_i = 280 kPa (w_i = 28,97 %) sont présentés en fonction du temps sur la Figure 3- 11 : (a) les paliers de chargement ; (b) le déplacement vertical ; (c) la variation de pression interstitielle et de succion.

La Figure 3- 11b montre que chaque palier de charge engendre un tassement instantané suivi d'un tassement dépendant du temps. Des pics de pression d'eau positive sont systématiquement observés suite à chaque palier de charge (Figure 3- 11c) malgré une pression d'eau négative au départ. En dessous de 800 kPa de charge verticale, la pression d'eau mesurée revient et se stabilise à une valeur négative. La conservation de l'état de succion dans l'échantillon montre qu'il n'y a pas d'eau expulsée de l'échantillon, la teneur en eau étant toujours constante.

Aux paliers de charge de 800 kPa et 1600 kPa, l'augmentation instantanée de la pression d'eau est égale à l'augmentation de la charge, 400 kPa et 800 kPa respectivement. Cette observation montre un étalonnage satisfaisant du tensiomètre. Une fois la charge appliquée, la pression d'eau se stabilise à zéro, montrant une dissipation de la pression interstitielle. La teneur en eau de l'échantillon diminue quand l'eau est expulsée dans la pierre poreuse installée au dessus de l'échantillon.

Pendant le déchargement, on observe une variation similaire et en sens inverse de la pression d'eau et du déplacement vertical. La Figure 3- 11c montre une diminution instantanée de la pression d'eau suite à chaque déchargement. Une succion d'environ 700 kPa

est observée après un déchargement de 1600 kPa to 800 kPa. On peut remarquer que cette augmentation instantanée de la succion est proche du relâchement de la charge (800 kPa).

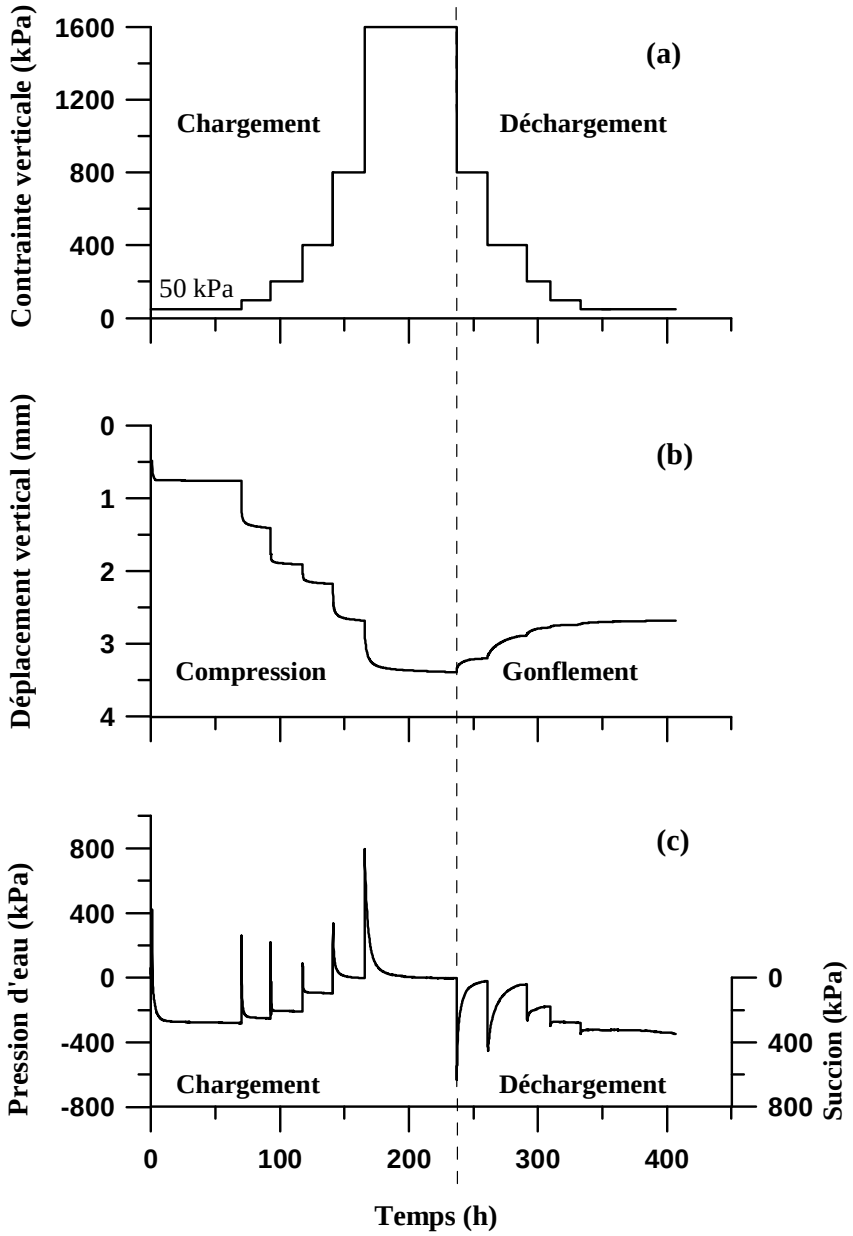


Figure 3- 11. Essai à l'oedomètre avec mesure de succion (essai B3, s_i = 280 kPa). (a) pression verticale, (b) déplacement vertical et (c) variation de succion

Tous les six essais ont suivi en général la même procédure et ont donné des résultats (déplacement vertical, variation de pression d'eau/succion) en fonction du temps écoulé similaires à ceux présentés sur la Figure 3- 11. Les chemins de charge pour chaque essai sont : B1, B2 (50-1600-100 kPa); B3 (50-1600-50 kPa); B4 (50-1600-400 kPa), B5 (25-1600-25 kPa); B6 (50-1600-inondation -25-1600-50 kPa). Le déchargement incomplet (seulement à

100 kPa pour les essais B1, B2 ou 400 kPa pour l'essai B4) était dû à la cavitation précoce du tensiomètre à une succion beaucoup plus faible que la limite de mesure du tensiomètre. Cette observation, constatée également par Chiu et al. (2005), montre que la pierre poreuse du tensiomètre ne peut pas supporter la pression négative pendant une période de temps trop longue.

La Figure 3- 12 présente les courbes e-logσ_v des six essais réalisés sur l'argile de Boom (de B1 à B6). On observe une déformation volumique irréversible pendant le chargement et déchargement. La figure montre les effets de la succion sur les indices des vides initiaux et les pentes de compression pendant le chargement. Par exemple, l'échantillon B1 (s_i = 600 kPa) a un indice des vides initial e_i = 0,57 et une pente de compression C_c = 0,07. En revanche, les deux échantillons B2 et B3 possèdent des succions initiales plus faibles, respectivement 180 et 280 kPa, et donc des indices des vides initiaux plus grands (e = 0,79 pour B2 et e = 0,84 pour B3) et des pentes de compression plus fortes (λ = 0,16 pour B2 et λ = 0,14 pour B3).

La Figure 3- 12 montre que pendant le déchargement, les courbes e-logσ_v sont bilinéaires. Durant le déchargement de 1600 à 400 kPa, les échantillons, notamment des essais B2, B3, B5, gonflent avec des pentes plus faibles que celles durant le chargement. Aux paliers de charge inférieurs à 400 kPa, une diminution de pentes est observée et des indices des vides deviennent constants jusqu'à la fin du déchargement.

Pour l'essai B6 (s_i = 310 kPa, e_i = 0,83), la pente de la courbe e-logσ_v pendant le chargement est pratiquement identique à celle de l'essai B3 dont l'état initial de l'échantillon est similaire (s_i = 280 kPa, e_i = 0,85). A la charge maximale, la succion de l'échantillon B6 diminue à une valeur proche de zéro (voir Figure 3- 13). Après l'inondation avec l'eau synthétique, aucune déformation volumique n'a été enregistrée, confirmant une compète saturation de l'échantillon à 1600 kPa. Pendant le déchargement de 1600 à 400 kPa, les courbe e-logσ_v des essais B6 et B3 sont proches (C_s = 0,07 pour l'essai B3 et 0,09 pour l'essai B3). Pourtant pendant le déchargement de 400 à 50 kPa, l'indice des vides de l'échantillon qui n'est pas inondé (B3) est constant tandis que celui de l'échantillon inondé dans l'eau (B6) continue à augmenter linéairement avec une pente constante κ = 0,037 jusqu'à 50 kPa. Un accroissement abrupt de l'indice des vides est ensuite observé dans l'essai B6 quand la charge diminue de 50 à 25 kPa, menant l'indice des vides à la valeur proche de celle initiale.

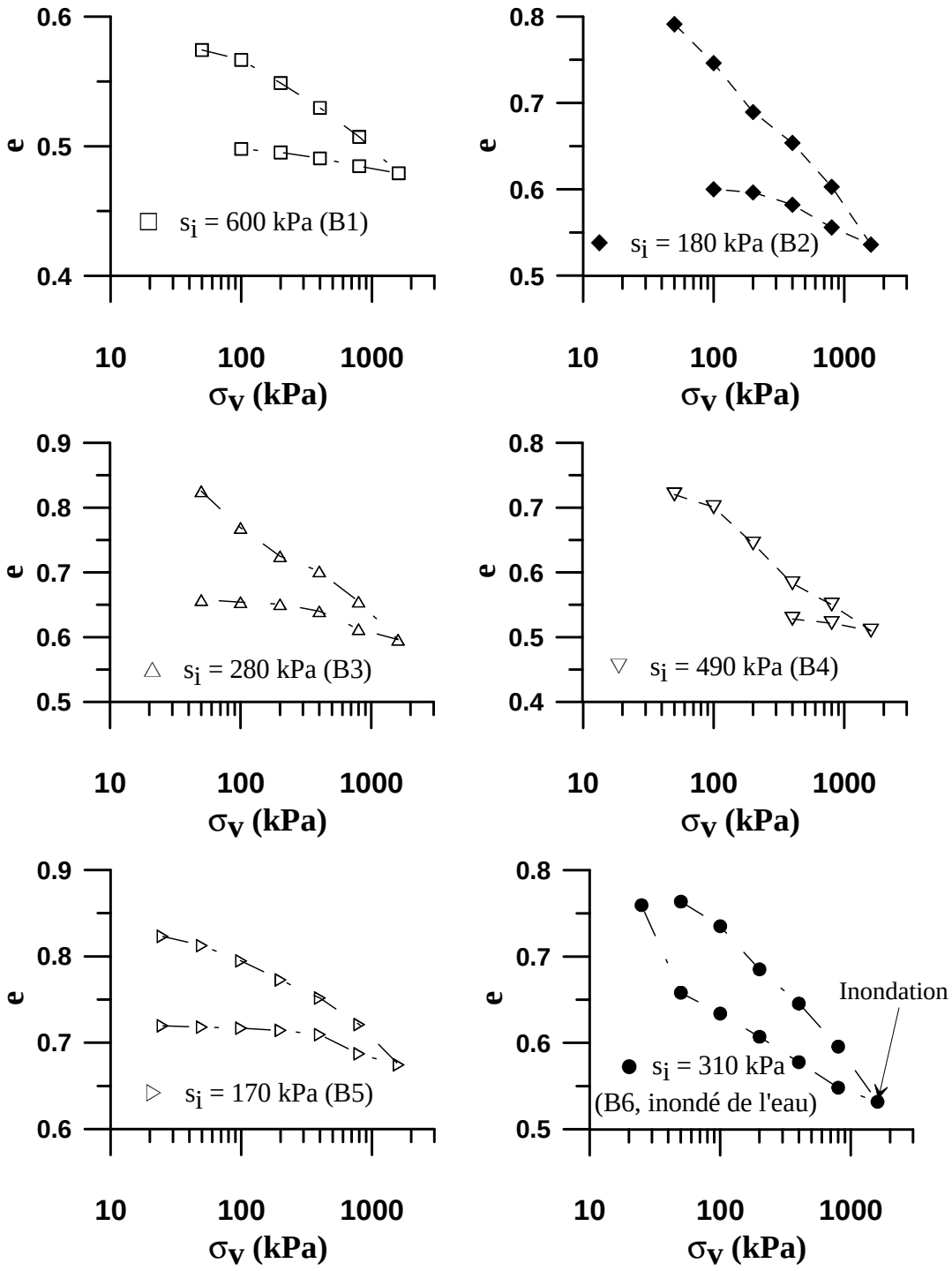


Figure 3- 12. Variation de l'indice des vides sous charge verticale dans les essais sur l'argile de Boom

La Figure 3- 13 présente les variations de pression d'eau et de succion en fonction de la charge verticale. Ces diagrammes montrent comment la succion diminue pendant le chargement et augmente pendant le déchargement.

Une relation bilinéaire entre la succion et la charge verticale est observée dans l'essai B1. Pendant le chargement, une pente $\frac{ds}{d\sigma_v}$ = -0,56 est obtenue aux paliers de charge entre 200 à 800 kPa. La valeur de succion égale à zéro est atteinte à la pression verticale de 1300 kPa. Pendant le déchargement, un comportement bilinéaire est également observé. Aux paliers de charge variant entre 800 à 200 kPa, une pente $\frac{ds}{d\sigma_v}$ = -0,59 est obtenue, presque parallèle à celle obtenue pendant le chargement. Une succion finale proche de la valeur initiale est donc atteinte à la fin de l'essai.

Les résultats des trois essais B2, B3, et B5 montrent un comportement différent de celui dans l'essai B1 aux succions initiales plus faibles. Pour l'essai B3, pendant le chargement, une pente $\frac{ds}{d\sigma_v}$ = -0,53 est obtenue entre les paliers de charge verticale variant de 50 à 400 kPa. La valeur de succion égale à zéro est atteinte à une pression verticale de 600 kPa et reste à zéro jusqu'à la charge maximale de 1600 kPa. Une très faible augmentation de succion de 40 kPa est remarquée pendant le déchargement de 1600 à 400 kPa. Ensuite, un accroissement de succion avec une pente $\frac{ds}{d\sigma_v}$ = -0,80 est observé. Cette pente est nettement plus importante que celle obtenue durant le chargement. Les résultats similaires sont obtenus dans les deux essais B2 et B5. Pour l'essai B5, la succion égale à zéro est atteinte à 400 kPa de pression verticale. Pourtant, lors des chargements ultérieurs (de 400 à 1600 kPa), la pression d'eau ne revient pas à zéro mais se stabilise à une valeur de 200 kPa. Pendant le déchargement, cette pression d'eau reste égale à 200 jusqu'à une pression verticale de 400 kPa avant un accroissement abrupt. Ce problème de pression d'eau non nulle est à relier à une mauvaise dissipation de la pression d'eau dans la pierre poreuse au dessus de l'échantillon.

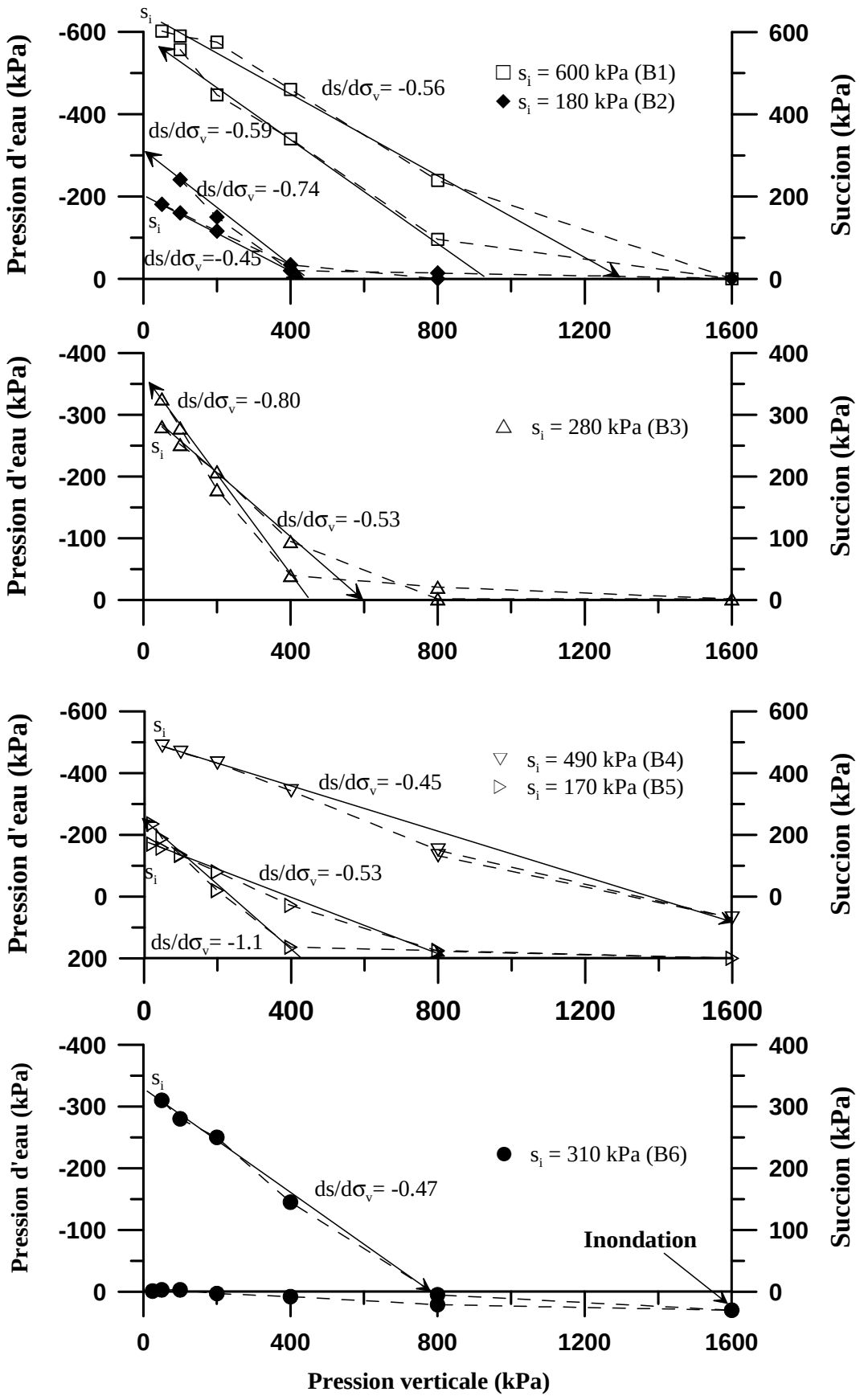


Figure 3- 13. Variation de succion avec le chargement vertical

En général, les résultats montrent une relation s-σ_v irréversible pendant le chargement et le déchargement pour des essais avec faibles succions initiales. Les succions finales de ces essais sont plus fortes que les succions initiales. Pendant le déchargement dans les trois essais B2, B3 et B5, l'accroissement abrupt de succion a été enregistré à une charge verticale de 400 kPa. Il est intéressant de noter que c'est aussi la pression verticale sous laquelle la pente de la courbe e-logσ_v change (voir Figure 3- 12). La Figure 3- 13 montre que la succion égale à zéro (s = 0) est atteinte à une pression verticale plus faible quand la succion initiale est plus faible : (B5) σ_v = 400 kPa pour s_i = 170 kPa ; (B2) σ_v = 450 kPa pour s_i = 180 kPa ; (B3) σ_v = 600 kPa pour s_i= 280 kPa ; (B1) σ_v = 1300 kPa pour s_i = 600 kPa . L'essai B4 est exceptionnel, la succion n'atteignant pas zéro pendant le chargement en raison d'une succion initiale importante et d'une pente $\frac{ds}{d\sigma_v}$ relativement faible.

La comparaison entre l'essai B6 (s_i = 310 kPa, e_i = 0,83) et B3 (s_i = 280 kPa, e_i = 0,85) montre que les pentes $\frac{ds}{d\sigma_v}$ pendant le chargement sont pratiquement comparables ($\frac{ds}{d\sigma_v}$ = -0,45 pour l'essai B6 et $\frac{ds}{d\sigma_v}$ = -0,53 pour l'essai B3). La succion égale à zéro est atteinte à 800 kPa et 600 kPa respectivement pour l'essai B6 et B3. Cette observation démontre une bonne reproductibilité des résultats de la courbe s-σ_v pendant le chargement. Pourtant, pendant le déchargement, un comportement complètement différent est observé. Une augmentation abrupte de la succion est enregistrée dans l'essai B3 (sans inondation) quand la charge verticale est inférieure à 400 kPa, tandis que la succion de l'échantillon B6 est constante (proche de zéro) durant le déchargement.

3.3.2 Essais sur le limon de Jossigny (travail réalisé en collaboration avec le Dr. Juan Jorge MUNOZ)

Afin de mieux comprendre les variations de succion durant les cycles de chargement-déchargement, une étude comparative a été réalisée. Un limon peu plastique, prélevé à l'Est de Paris (w_p = 19, w_L = 37), connu sous le nom « limon de Jossigny » a été testé et comparé à l'argile de Boom. La fraction argileuse du limon de Jossingy (34% < 2 μm) est composée principalement d'illite, de kaolinite et d'interstratifiées illite-smectite (Cui and Delage, 1996). Les caractéristiques géotechniques du limon sont présentées dans le Tableau 3- 3. Pour préparer l'échantillon, les blocs de limon de Jossigny excavés du terrain ont été séchés au

laboratoire. Le sol a été ensuite broyé et tamisé à 400 µm. La poudre de sol a été humidifiée pour atteindre une teneur en eau de 13% et conservée dans une boîte hermétique pendant au moins 24 heures pour l'homogénéisation de la teneur en eau. Les échantillons ont été préparés par compactage dans une cellule oedométrique de diamètre 70 mm à un poids volumique sec γ_d = 14,5 kN/m^3 ; le degré de saturation S_r est d'environ 40%.

Tableau 3- 3. Caractéristiques du limon de Jossigny (Cui and Delage, 1996)

w_L (%)	w_P (%)	I_P	%<2µm	%>80µm	w_{opt} (%)	γ_{opt} (kN/m^3)	γ_s (kN/m^3)
37	19	18	34	4	18	16,7	27,2

Les caractéristiques des échantillons de sol avant (w_1, V_1, m_1) et après (w_2, V_2, m_2) chaque essai sont présentées dans le Tableau 3- 4. Les chemins de charge pour chaque essai sont les suivants : J1 (25-1600 kPa); J2 (50-1600-50 kPa); J3 (25-1600-inondation -25 kPa). La Figure 3- 14 présente les résultats de l'essai J2 : la pression verticale, le tassement, et les variations de pression d'eau et de succion sont présentés en fonction du temps.

Tableau 3- 4. Caractéristiques des échantillons de limon de Jossigny avant et après essai

	w_1 (%)	V_1 (mm^3)	m_1 (g)	s (MPa)	w_2 (%)	V_2 (mm^3)	m_2 (g)
J1	12,90	76,97	126,00	0,69	-	-	-
J2	13,90	76,42	126,21	0,33	13,71	68,78	126,00
J3	13,90	76,42	126,21	0,29	-	-	-

La Figure 3- 14 montre une évolution de la pression d'eau et du déplacement vertical sous l'effet du chargement et du déchargement similaire à celle de l'argile de Boom (Figure 3-11). Chaque palier de chargement engendre un tassement instantané suivi d'une phase de tassement dépendant du temps, des pics de pression d'eau positive sont observés suite à chaque palier de charge (Figure 3- 14c). En revanche, on n'observe pas la transition de pression d'eau négative à positive. Une autre différence avec l'argile de Boom est que l'augmentation instantanée de la pression d'eau est plus faible que l'augmentation de la charge ; par exemple un chargement de 800 kPa (de 800 à 1600 kPa) n'engendre qu'une augmentation instantanée d'environ 200 kPa. Pendant le déchargement, l'augmentation instantanée de la succion est aussi plus faible que le déchargement.

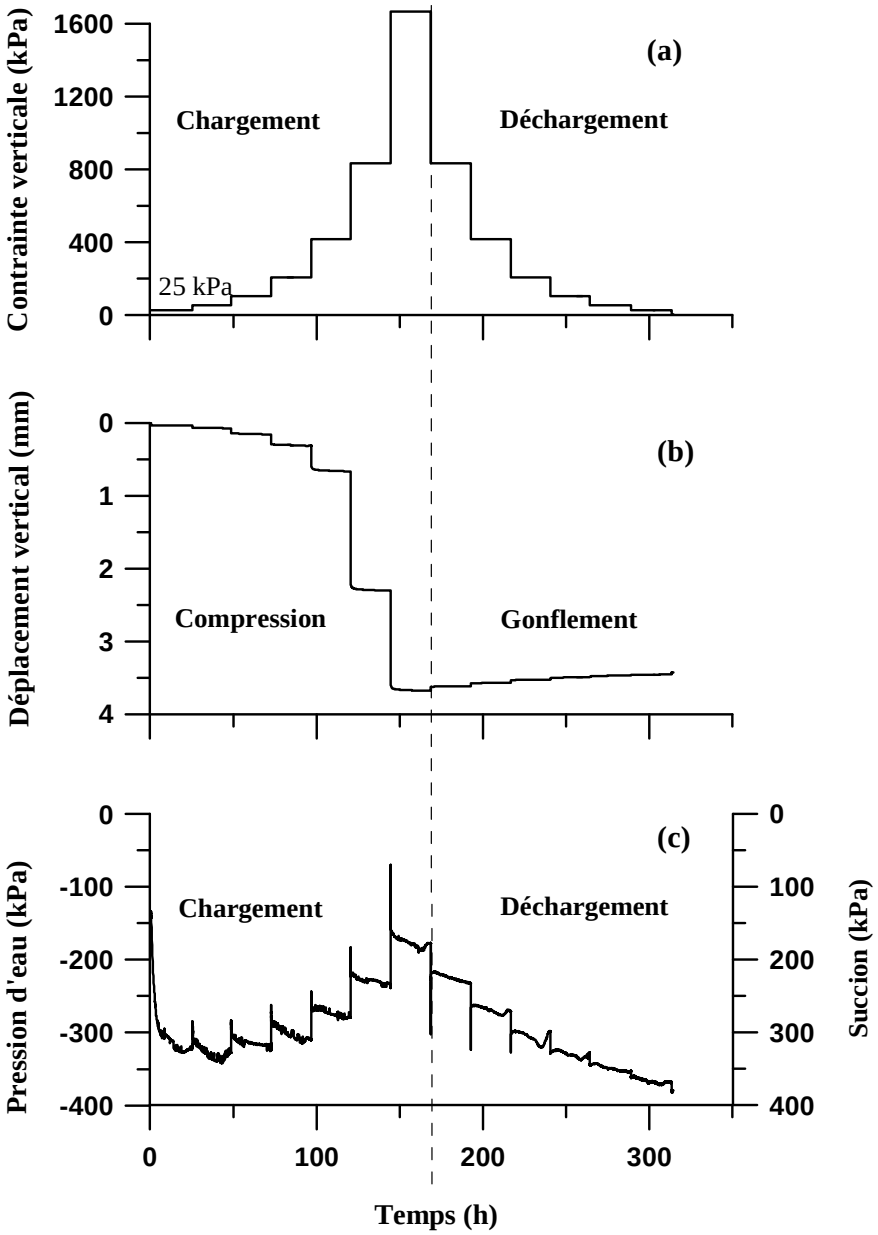


Figure 3- 14. Essai oedométrique avec mesure de succion sur le limon de Jossigny compacté (essai J2, s_i = 328 kPa). (a) pression verticale, (b) déplacement vertical et (c) changement de succion

La Figure 3- 15 présente les courbes de compression (e-logσ_v) des trois essais réalisés (J1, J2, J3). Pendant le chargement, un comportement élastique est observé quand la contrainte verticale ne dépasse pas la contrainte de compactage σ_{comp} = 360 kPa. Une déformation plastique importante est observée sous charges supérieures à cette contrainte de compactage. Contrairement à l'argile de Boom, on n'observe pas d'effet de la succion sur les

indices des vides initiaux et les pentes de compression pendant le chargement et déchargement (voir Figure 3- 15 et Figure 3- 15).

La Figure 3- 15 permet également de comparer les résultats des deux essais J2 (s_i = 328 kPa) et J3 (s_i = 290 kPa). Pendant le chargement, les courbes e-logσ_v des deux essais sont pratiquement identiques, les pentes C_c sont de 0,46 (J2) et 0,53 (J3). Pour l'essai J3, après inondation à σ_v = 1600 kPa, un effondrement ε_v = 1,45 % est enregistré. Contrairement à l'argile de Boom (voir Figure 3- 12, essais B3 et B6), aucune différence entre le comportement volumique des deux échantillons J2 et J3 pendant le déchargement n'est observée, montrant un effet négligeable de l'inondation.

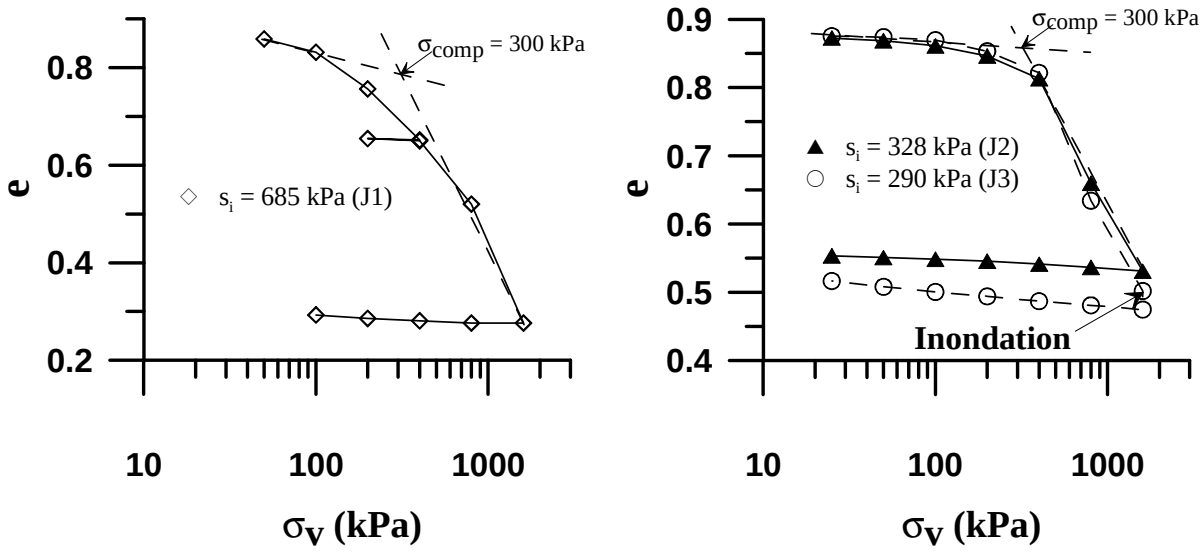


Figure 3- 15. Variation d'indice des vides sous chargement vertical dans les essais sur le limon de Jossigny

La relation s-σ_v des essais réalisés sur le limon de Jossigny est présentée sur la Figure 3- 16. Comme pour l'argile de Boom, on observe une diminution de succion pendant le chargement et une augmentation de succion pendant le déchargement. Pour le premier essai J1 (s_i = 685 kPa), la cavitation du tensiomètre à la contrainte verticale maximale de 1600 kPa explique le manque des données de succion pendant le déchargement. Une pente $\frac{ds}{d\sigma_v}$ = -0,13 est obtenue pendant le chargement. La courbe s-σ_v obtenue de l'essai J2 (s_i = 328 kPa) montre une variation de succion quasi réversible lors d'un cycle de chargement et déchargement et

suit une pente $\frac{ds}{d\sigma_v}$ = -0,11. Pour l'essai J3 où la succion initiale est proche de celle de l'essai J2 (s_i = 290 kPa), la pente $\frac{ds}{d\sigma_v}$ obtenue est similaire à celle de l'essai J2 et égale à -0,13, montrant une bonne reproductibilité des essais. A la fin de l'application de la charge verticale maximale dans l'essai J3, l'échantillon a été inondé par l'eau déminéralisée, engendrant une diminution de succion de 169 kPa à une valeur proche de zéro. Le déchargement étant effectué en condition saturée, la succion reste à zéro.

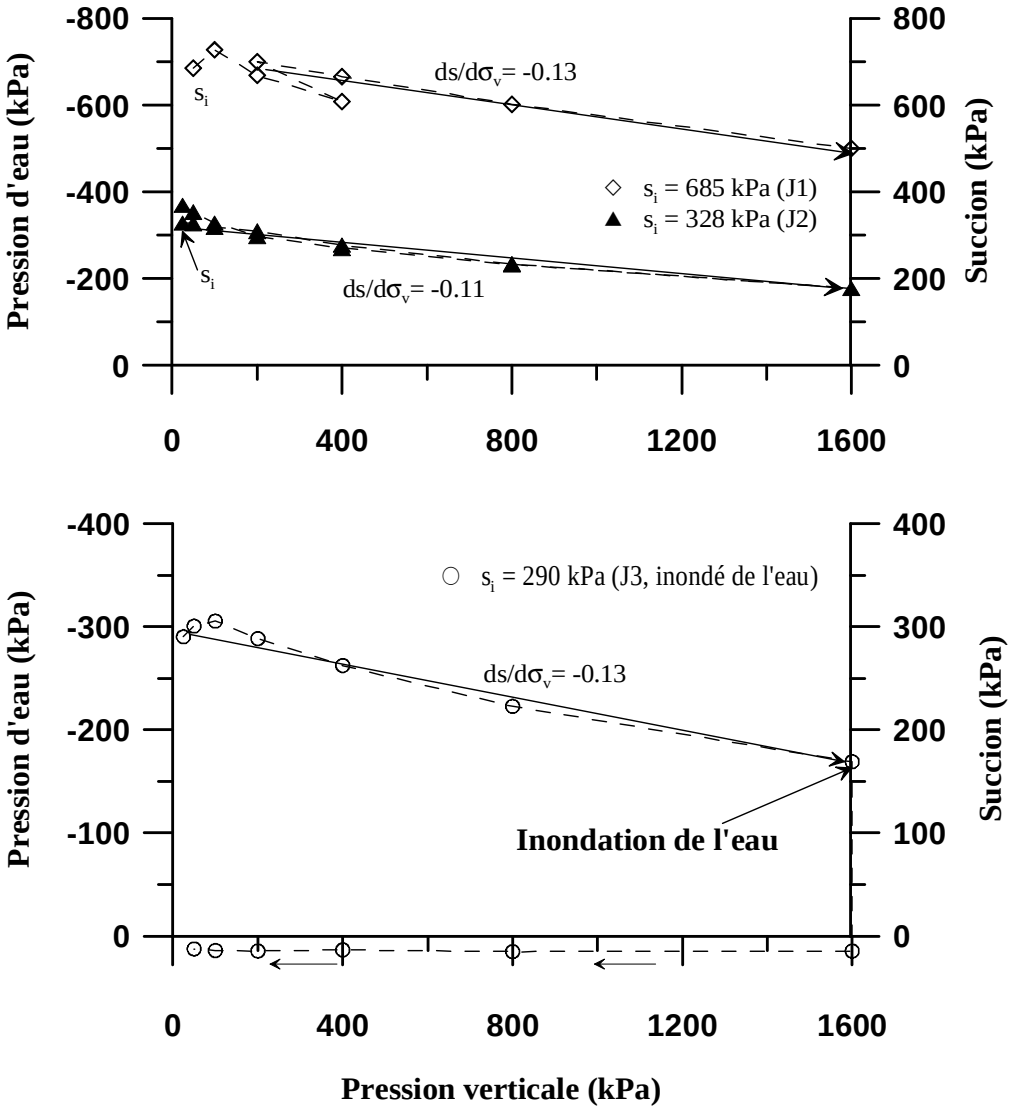


Figure 3- 16. Variation de succion sous chargement vertical dans les essais sur le limon de Jossigny

Contrairement à l'argile de Boom, la variation de succion due au chargement et déchargement dans les essais sur le limon de Jossigny est plus faible et donc la succion nulle n'est pas atteinte avec les chargements. Les valeurs de pente $\frac{ds}{d\sigma_v}$ pendant le chargement et le déchargement obtenues sont quasiment indépendantes des succions initiales.

3.3.3 Discussions sur le couplage hydro-mécanique

Les résultats présentés sur les deux figures, Figure 3- 13 et Figure 3- 16, montrent que l'effet de chargement et déchargement sur la variation de la succion dans le limon de Jossigny est nettement moins important que dans l'argile de Boom. Cette observation peut être attribuée à leur différence de fraction argileuse et de l'indice de plasticité : 50-60% < 2 μm, I_p = 40-50 pour l'argile de Boom contre 30% < 2 μm, I_p = 18 pour le limon de Jossigny. La gamme de succion des échantillons de l'argile de Boom testés (170-600 kPa) est relativement faible en comparant à la valeur du point d'entrée d'air de 5 MPa (voir Figure 3- 8). Tous les micropores dans l'argile sont donc saturés d'eau et la succion varie avec la diminution volumique macroscopique due au chargement mécanique. Par conséquent, un changement de contrainte verticale engendre un changement important de la succion de l'échantillon du sol. En revanche, les échantillons du limon de Jossigny testés ont été compactés à γ_d = 14,5 kN/m^3, encore loin de poids volumique sec de l'optimum Proctor (γ_{opt}=16,7 kN/m^3), donc avec une structure plus poreuse. Aux succions de 700 kPa (J1), 328 kPa (J2) ou 290 kPa (J3), l'eau n'emplit pas tous les micropores et le changement de succion est principalement gouverné par la déformabilité des micropores. Cela explique pourquoi un changement de la charge verticale qui influe premièrement les macropores n'a pas un effet significatif sur les micropores et donc la succion (Li et al., 1995 ; Gens et al., 1995).

Les études sur la relation succion-charge trouvée dans la littérature donnent des résultats divergents (Tableau 3- 5). Tang et al. (2002) ont trouvé une pente moyenne $\frac{ds}{dp}$ = -0,83 dans des essais triaxiaux munis d'un psychromètre. Rahardjo et Fredlund (2003) ont trouvé par des essais dans un cylindre K_0 des pentes $\frac{ds}{d\sigma_v}$ variant entre -0,1 et -0,44, dépendantes des succions initiales du sol. Dans les essais triaxiaux de Ridley et Burland (1993), la pente $\frac{ds}{dp}$ peut atteindre -1, proche de la valeur théorique sugérée par Skempton et al. (1963) et Doran et al. (2000).

Tableau 3- 5. Récapitulatif des pentes ds/dp ($ds/d\sigma_v$) obtenues sur différents sols

Travail	**Fraction argileuse**	**Ip**	**ds/dp or $ds/d\sigma_v$**
Tang et al. (2002)	50%	200	-0,83 (ds/dp)
Ridley et Burland (1993)	-	-	-1 (ds/dp)
Ce travail (l'argile de Boom)	50% - 60%	40-50	-0,38→-0,8 ($ds/d\sigma_v$)
Ce travail (limon de Jossigny)	34%	18	-0,11→-0,13 ($ds/d\sigma_v$)
Rahardjo et Fredlund (2003)	10%	6	-0,1→-0,44 ($ds/d\sigma_v$)

Quelques observations intéressantes peuvent être faites en étudiant le Tableau 3- 5. Les pentes $\frac{ds}{dp}$ sont obtenues des essais triaxiaux isotropes, les pentes $\frac{ds}{d\sigma_v}$ des essais à l'oedomètre ou au cylindre K_0. Comme la valeur de K_0 est en général inférieure à 1, les pentes $\frac{ds}{dp}$ calculées des essais à l'oedomètre ou à l'essai K_0 sont plus importantes que les pentes $\frac{ds}{d\sigma_v}$ mesurées. Comme on ne connaît pas exactement les valeurs de K_0 de chaque sol, les valeurs $\frac{ds}{d\sigma_v}$ sont présentées au lieu d'être transformées en $\frac{ds}{dp}$. On observe d'abord que les pentes ($\frac{ds}{d\sigma_v}$ et $\frac{ds}{dp}$) semblent être proportionnelles à la fraction argileuse et l'indice de plasticité des sols. De plus, les succions initiales influent significativement sur ces pentes. En comparant les essais sur le limon Jossigny et sur le limon sableux (Rahardjo et Fredlund, 2003), on voit que le limon Jossigny possède une fraction argileuse plus importante ; pourtant ses pentes $\frac{ds}{d\sigma_v}$ sont plus faibles. Ceci est attribué à la différence entre les valeurs de succion initiales des essais, s_i = 328 à 700 kPa (limon de Jossigny), s_i = 13 à 94 kPa (limon sableux utilisé par Rahardjo et Fredlund, 2003). En effet, les succions importantes du limon de Jossigny sont gouvernées par les micropores qui ne dépendent pas significativement au chargement ; donc les pentes $\frac{ds}{d\sigma_v}$ sont plus faibles.

Pendant le chargement du limon de Jossigny, l'indice des vides diminue tandis que la teneur en eau est constante, ce qui augmente le degré de saturation et donc diminue la succion. Pendant le déchargement, le relâchement de la contrainte amplifie le gonflement du sol et par conséquent engendre une pression négative. Comme dans tous les essais oedométriques conventionnels, la courbe de gonflement e-logσ_v est linéaire et similaire à la partie obtenue pendant le chargement jusqu'à la pression de préconsolidation (300 kPa). La relation s-σ_v réversible, malgré une relation e-logσ_v irréversible, confirme l'hypothèse que le changement de succion dans le limon de Jossigny est gouverné au niveau microscopique comme évoqué précédemment.

Concernant l'argile de Boom, la diminution de la succion pendant le chargement est gouvernée par le même mécanisme que celui du limon de Jossigny. Une fois la succion nulle atteinte, une augmentation de charge verticale engendre une pression interstitielle positive qui se dissipe dans le temps. Pendant le déchargement, deux mécanismes gouvernent la réponse volumique du sol. Le premier est l'effet mécanique qui peut se manifester dans tous types de sol, plastiques ou peu plastiques comme le limon de Jossigny : durant le déchargement, le squelette de sol rebondit élastiquement et la pression interstitielle négative augmente. Le deuxième mécanisme est relié aux effets physicochimiques. Le réarrangement des couches argileuses pendant le chargement favorise les effets physicochimiques qui augmentent la répulsion entre les feuilles d'argile. Cette répulsion physicochimique, d'après Olson et Mesri (1970) et Cui et al. (2002), est proportionnelle au rapport d/e (diamètre/ épaisseur de feuille argileuse) qui est important dans le cas de l'argile de Boom qui contient plus de 30 % de smectite. De plus, les observations au microscope électronique à balayage (MEB) réalisées par Dehandschutter et al. (2005, 2004) montrent une structure très nette des stratigraphies pour l'argile de Boom qui facilite les effets physicochimiques (voir Cui, 2002). Coll (2005) a montré également le rôle important de l'effet physicochimique sur le gonflement pendant la saturation des échantillons de l'argile de Boom. Les deux mécanismes, mécanique et physicochimique, sont impliqués dans le gonflement de l'argile de Boom pendant le déchargement. Pendant les premiers paliers de chargement, le gonflement est encore limité car la charge extérieure reste importante. Pourtant, l'effet physicochimique se manifeste plus clairement quand la charge diminue, ce qui traduit par une accélération du gonflement ou de l'augmentation de la succion. Pour les échantillons non inondés d'eau, la succion générée engendre premièrement l'absorption de l'eau précédemment expulsée pendant le chargement et stockée dans la pierre poreuse. Quand cette eau est épuisée, l'augmentation ultérieure de la

succion a pour effet d'empêcher le gonflement. C'est ainsi que l'indice des vides de ces échantillons devient constant quand la succion atteint une certaine valeur.

La Figure 3- 15 montre que dans les deux essais sur le limon de Jossigny avec (J2) ou sans (J3) inondation, les courbes de gonflement e-logσ_v pendant le déchargement sont pratiquement parallèles, ce qui montre que le changement de l'indice des vides sous le relâchement de charge est indépendant de la variation de succion, confirmant l'absence du couplage pression-succion dans ce sol. En revanche, le déchargement de l'argile de Boom montre une importante différence entre les deux courbes de gonflement e-logσ_v, de l'échantillon inondé ou non. Le gonflement de l'échantillon inondé n'est pas limité par la succion, à la différence de celui de l'échantillon non inondé. Le déchargement à 25 kPa (B6) montre aussi un gonflement important de l'argile de Boom, indiquant un net couplage pression-déformation-succion.

Pour les essais sur l'argile de Boom, les pentes des courbes s-σ_v pendant le déchargement sont en général plus importantes que celles obtenues pendant le chargement. La différence entre ces deux pentes (pendant déchargement et chargement) est d'autant plus importante que la succion initiale est faible. Pour l'essai B1 (s_i = 600 kPa), les deux pentes sont presque similaires. Les pentes plus fortes pendant le déchargement expliquent pourquoi les succions des échantillons de l'argile de Boom à la fin d'essai sont en général plus importantes que celles au début d'essai. Cette observation illustre l'accroissement des effets physicochimiques dûs au chargement. En fait, la phase d'humidification qui précède chaque essai engendre un gonflement de l'argile et donc change la microstructure initiale. Le chargement qui suit réarrange la microstructure et rapproche les feuillets d'argile, favorisant ainsi les effets physicochimiques. Ceci explique des pentes s-σ_v plus importantes pendant le déchargement. La différence entre la succion finale et initiale est d'autant plus importante que la succion initiale est faible quand le gonflement de l'échantillon pendant l'humidification du sol est important.

Les effets physicochimiques et reliés au changement de microstructure sur les courbes s-σ_v ne sont pas observés dans les essais sur le limon de Jossigny : les courbes s-σ_v sont réversibles pendant le chargement et le déchargement (voir Figure 3- 16). Il est intéressant de noter que le changement volumique irréversible observé sur les courbes e-logσ_v du limon Jossigny est plus important que celui de l'argile de Boom. Par exemple, à la fin de l'essai B3 (s_i = 280 kPa), la déformation irréversible vaut Δe = 0,2, à comparer avec Δe = 0,37 pour l'essai J2 (s_i = 328 kPa). Il est donc clair que le changement de succion dû au chargement ne

dépend pas seulement du changement volumique mais aussi de la microstructure et de la plasticité du sol, connus comme facteurs principaux gouvernant le gonflement du sol.

3.4 Définition d'une procédure d'essai

Pendant le remouillage de l'argile de Boom avec du papier filtre humidifié, un gonflement de plus de 12 % dû au relâchement de succion a été observé (voir Figure 3- 9). Ce gonflement est comparable avec le gonflement de 11 à 14% trouvé par Coll (2005) pendant la saturation sous faible pression effective (0,4 MPa) en cellule triaxiale. Dans les essais oedométriques présentés, la contrainte verticale maximale (1600 kPa) appliquée est largement inférieure à la limite élastique déterminée par Horseman et al. (1993) avec des essais oedométriques (6 MPa) ou par Coll (2005) avec des essais triaxiaux (5 MPa). Donc, normalement, le chemin de charge suivi n'atteint pas la surface de charge de l'argile de Boom. Pourtant, une irréversibilité des courbes e-logσ_v a été observée (voir Figure 3- 12). Cette irréversibilité peut être attribuée au gonflement important pendant l'humidification du sol, qui peut effacer la mémoire mécanique du sol, en diminuant la limite élastique. Une faible pression de préconsolidation (0,4 MPa) a été également observée par Sultan (1997) lors de la saturation de l'argile de Boom sous une faible contrainte effective isotrope de 0,1 MPa. Gens et Alonso (1992) ont décrit ce phénomène dans un modèle couplant les déformations macroscopique et microscopique.

Afin de préserver la microstructure du sol lors de la saturation, il est nécessaire d'éviter ce gonflement. D'après Graham et al. (1987, 1990), pendant la saturation sous une pression proche de celle subie par le sol in-situ, quand la succion est diminuée à zéro, aucun gonflement devrait se produire. Il reste, pour nos essais, à choisir la pression avant la saturation.

Selon Horseman et al. (1987), la valeur de K_0 pour de l'argile de Boom est de 0,8. La pression effective in-situ (p') subie par le sol est déterminée à partir de la contrainte verticale effective (σ'_v) qui est égale à 2,45 MPa (la masse volumique moyenne du sol ρ = 2,1 Mg/m^3 à une profondeur de 223 m) :

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_v + 2\sigma'_h) = 0{,}87\sigma'_v = 2{,}12\,MPa$$

Cette valeur de pression effective in-situ est proche de la pression de gonflement déterminée par Coll (2005). En effet, Coll (2005) a saturé les échantillons de l'argile de Boom sous différentes pressions effectives et a remarqué que sous p' = 2,45 MPa, le gonflement du sol est presque nul.

Les valeurs de $\frac{ds}{d\sigma_v}$ (de -0,45 à -0,56) déterminées pendant le chargement oedométrique permettent d'estimer la variation de la succion avec l'augmentation de la pression isotrope. En appliquant une valeur K_0 de 0,8, on obtient une valeur de $\frac{ds}{dp}$ comprise entre -0,52 et -0,64. Ceci veut dire qu'une contrainte de compression isotrope de l'ordre de 7 MPa est nécessaire pour saturer un échantillon de l'argile de Boom typique à partir de son état initial (s_i = 4 MPa à w_i = 21 %). Si l'échantillon du sol est bien conservé à sa teneur en eau in situ de 25% correspondant à une succion s = 2 MPa, la contrainte nécessaire est d'environ 3,5 MPa.

En considérant l'effet de l'anisotropie du sol sur l'estimation de la valeur $\frac{ds}{dp}$, et les résultats de Coll (2005), on adopte, pour nos essais, une pression de saturation de 2,5 MPa. Après le montage de l'échantillon dans la cellule, cette pression est appliquée en condition drainée jusqu'à la stabilisation du volume de l'échantillon. Ensuite, on applique la contre pression par paliers, tout en gardant la contrainte effective égale à 2,5 MPa. Si cette pression de saturation est suffisante (2,5 MPa), l'échantillon ne devrait pas gonfler avec l'introduction de l'eau interstitielle. Des résultats préliminaires montrent que la méthode appliquée est satisfaisant pour « saturer » le sol (Delage et al., 2007).

3.5 Conclusions

Pour étudier la courbe de rétention d'eau de l'argile de Boom, trois techniques ont été adoptées : contrôle de succion par les méthodes osmotique et par phase vapeur et mesure de succion par tensiomètre. Le sol a été séché, ou humidifié à partir de son état initial ou d'un état sec. La courbe de rétention d'eau obtenue montre que les échantillons de sol restent saturés suite à un séchage à 4,2 MPa de succion (w = 20%). La désaturation commence quand la succion dépasse 4,2 MPa ; le degré de saturation à 8,5 MPa de succion est de 90%. La valeur du point d'entrée d'air est estimée à environ 5 MPa. Les résultats montrent que la teneur en eau de l'échantillon utilisé pour chaque essai est de l'ordre de 21%, inférieure à la valeur de 25% mesurée in situ. Ce séchage est la cause d'une augmentation de la succion dans l'échantillon jusqu'à 4,2 MPa. Un gonflement important est aussi observé pendant l'humidification du sol.

Des essais de compression oedométrique avec suivi de succion ont été réalisés sur des échantillons de l'argile de Boom et de limon de Jossigny à différentes succions initiales. Les

résultats d'essais ont montré que le chargement diminue la succion et le déchargement l'augmente. La relation s-σ_v trouvée dans les essais présentés, et comme celle de la bibliographie, semble dépendante de plusieurs caractéristiques du sol, telles que la succion initiale, la fraction argileuse et l'indice de plasticité. La comparaison des résultats obtenus (s-σ_v et e-logσ_v) des deux types de sol testés a permis de mettre en évidence l'effet physicochimique dans le comportement volumique de l'argile de Boom. Le rôle important du couplage hydro-mécanique dans l'argile de Boom est aussi constaté par les résultats de différents essais (chargement, déchargement, déchargement après l'inondation).

A cause de la succion initiale relativement importante des échantillons d'argile de Boom, un gonflement important peut se produire pendant la phase de saturation avant chaque essai, comme montré par Sultan (1997), Coll (2005), et par nos résultats d'essais oedométriques et triaxiaux. Les analyses des résultats ont montré qu'une application de 2,5 MPa de pression est nécessaire pour limiter le gonflement du sol lors de la saturation. Le sol ainsi saturé est censé être proche de l'état in-situ puisque la microstructure n'a pas été affectée par le gonflement.

CHAPITRE 4. **CONSOLIDATION MECANIQUE ET THERMIQUE**

4.1 Introduction

Pour étudier le comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom, des essais isotropes à hautes pressions et à différentes températures sont réalisés avec les dispositifs présentés dans le Chapitre 2. L'état saturé in situ du sol est rétabli en suivant la procédure de saturation définie dans le chapitre précédent. Le comportement du sol observé pendant la phase de saturation est présenté dans la première partie du présent chapitre.

Après la phase de saturation, deux séries d'essais sont réalisées. La première concerne les essais de consolidation mécanique à différentes températures : les échantillons sont consolidés par chargement par palier ou à vitesse de chargement constante. La deuxième série concerne les essais de chauffage de 25 à 80 °C, soit par chargement par palier soit à vitesse constante. Tous les essais sont réalisés en condition drainée avec suivi de volume, à l'exception d'un essai de chauffage non drainé où la pression interstitielle a été mesurée. Les essais de consolidation mécanique et thermique permettent d'étudier le comportement thermo-hydro-mécanique du sol, notamment la compressibilité, le comportement volumique pendant le chauffage et le comportement différé.

Dans la dernière partie de ce chapitre, les résultats d'essais de consolidation isotrope à la température ambiante de 25 °C et à des températures élevées de 70-80 °C sont présentés. Les essais sont menés sur deux types d'échantillons, l'un saturé sous une faible contrainte effective isotrope de 100 kPa, l'autre saturé sous une contrainte effective isotrope de 2,5 MPa suivant la procédure proposée dans la première partie du Chapitre 4. Les résultats de ces essais permettent de vérifier la pertinence de la méthode de saturation adoptée. L'accent sera mis sur l'effet de la température sur le comportement volumique, le seuil d'écoulement plastique, les coefficients de compression et le gonflement.

4.2 Comportement du sol pendant la phase de saturation

4.2.1 Procédure de saturation et programme d'essais

Avant chaque essai, la procédure de saturation définie a été appliquée (Figure 4- 1). Après le montage de l'échantillon dans la cellule, on a appliqué une pression de confinement

de 100 kPa pendant 24 heures pour que le système s'équilibre. Cette pression est considérée comme faible et n'engendre pas une déformation volumique significative du sol. Ensuite, la pression de confinement a été augmentée à une vitesse de 0,5 kPa/mn jusqu'à 2500 kPa avec les drainages ouverts.

Quand la pression de confinement a atteint 2500 kPa, on a injecté de l'eau synthétique (100 kPa) par la base de l'échantillon par le GDS de contre pression. Mis en contact avec l'eau, l'échantillon de l'argile de Boom a gonflé. Après environ une semaine, l'eau a été injectée par le haut avec une pression de 100 kPa, également mesurée par le capteur de contre pression. On a laissé le système pendant 24 heures, puis on a augmenté la pression de confinement de 2500 à 2600 kPa pour que la différence entre la pression de confinement et la contre pression soit de 2500 kPa, et on a attendu 24 heures de plus. Enfin, la pression de confinement et la contre pression ont été augmentées par paliers jusqu'à respectivement 3500 et 1000 kPa en maintenant donc une contrainte effective moyenne constante de 2500 kPa. On a mesuré le coefficient de Skempton B pour vérifier la saturation du sol.

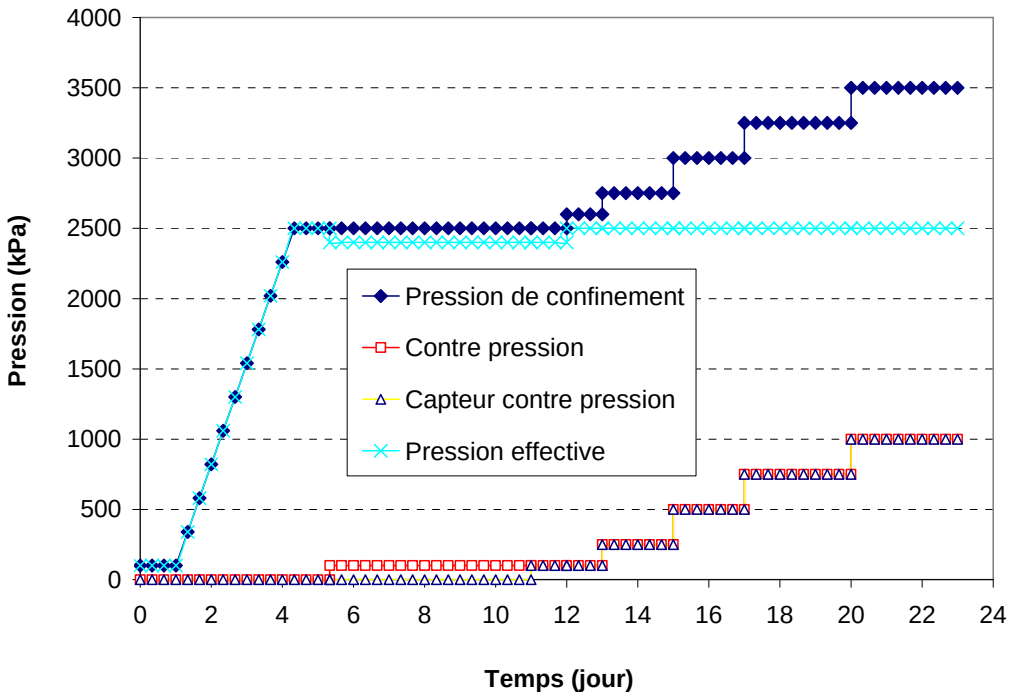


Figure 4- 1. Schéma de la procédure de saturation de l'échantillon

Tableau 4- 1. Récapitulatif des essais réalisés

Essai	Cellule	Type d'essai
1	Autocompensée	p’ = 0,25 - 5,5 - 0,25 MPa (0,5 kPa/mn) à 25 °C, deux cycles
2	Autocompensée	p’=0,25 - 1,6 - 0,25 MPa (0,5 kPa/mn) à 25 °C
3	Sous presse	p’ = 2,5 - 10 - 2,5 MPa (0,5 kPa/mn) à 25°C T° = 25 - 96 - 25°C (0,26 °C/h) à p’ = 2,5 MPa T° = 25 - 30 - 39 - 43 - 48°C, non drainé, p'_0 = 2,5 MPa
4	Sous presse	Arrêté à cause d’une fuite pendant la compression à 2,5 MPa
5	Isotrope	p’ = 2,5 MPa, T° = 25 - 80°C (0,45°C/h) p’ = 2,5 - 5,3 MPa à 80°C
6	Sous presse	Arrêté à cause d’une fuite pendant la compression à 2,5 MPa
7	Sous presse	p’= 2,5 MPa, T° = 25 - 76°C à (0,28 °C/h) Cisailler à 76°C, p'_0 = 2,5 MPa (2 µm/mn)
8	Autocompensée	p’ = 2,5 - 3 MPa à 25°C p’ = 3 - 3,5 MPa (0,2 kPa/mn) à 25°C Cisailler à 25°C, p'_0 = 3,5 MPa (0,3 kPa/mn)
9	Sous presse	Cisailler à 25°C, p'_0 = 2,5 MPa (1 µm/mn)
10	Sous presse	p’ = 2,5 - 3 MPa à 25°C p’ = 3 - 3,5 MPa (non drainé et drainé) à 25°C Cisailler à 25°C, p'_0 = 3,5 MPa (0,9 µm/mn)
11	Sous presse	p’ = 2,5 - 4 MPa (0,1 kPa/mn) à 25°C T° = 25 - 40 - 53 - 67 - 25 °C à p’ = 4 MPa T° = 25 - 40 - 49 - 58 °C à p’ = 4 MPa
12	Autocompensée	p’ = 2,5 MPa, T°C = 25 - 40 - 55 - 70 - 80 - 70 °C p’ = 2,5 - 3 MPa à T°C =70 °C p’ = 3 - 6,4 MPa (0,2 kPa/mn) à 70 °C p’ = 6,4 - 5 - 4,5 - 4 - 3,5 - 3 - 2 MPa à 70 °C Cisailler à 70 °C, p'_0 = 2 MPa (0,3 kPa/mn)
13	Sous presse	p’ = 2,5 - 3 MPa p’ = 3 - 3,5 MPa (0,1 kPa/mn) à 25 °C T°C = 25 - 39,5 - 48,7 - 57,9 - 67 - 76,1 °C à p’ =3,5 MPa Cisailler à 76,1 °C, p'_0 = 3,5 MPa (1 µm/mn)
14	Sous presse	p’ = 2,5 - 3,8 MPa à 25 °C p’ = 3,8 MPa, T°C = 25 - 76,1 °C (0,1 °C/mn) Cisailler à 76,1 °C, p'_0 = 3,8 MPa (1 µm/mn)
15	Sous presse	p’ = 2,5 MPa, T°C = 25 - 39,4 - 48,8 - 58 - 67 - 76,3 °C p’= 2,5 - 3 - 3,5 MPa à 76,3 °C Cisailler à 76,3 °C, p'_0 = 3,5 MPa (1 µm/mn)
16	Autocompensée	p’ = 2,5 -3 MPa T°C = 25 - 40 - 50 - 60 - 70 - 80 °C à p’=3 MPa Cisailler à 80°C, p'_0 = 3 MPa (0,3 kPa/mn)
17	Autocompensée	p’ = 2,5 - 4 MPa Cisailler à 25 °C, p'_0 = 4,5 MPa (0,3 kPa/mn)
18	Sous presse	p’ = 2,5 - 4 MPa Cisailler à 25 °C, p'_0 = 4 MPa (0,9/0,5/0,1 µm/mn)

Les essais réalisés sont numérotés de 1 à 18. Le système expérimental (sous presse ou avec cellule autocompensée) et les essais réalisés sont présentés au Tableau 4- 1. On n'y présente que des chemins de chargement mécanique ou thermique après la phase de saturation. Les deux essais 1 et 2 ont été réalisés suivant une saturation sous faible contrainte effective (100 kPa), procédure semblable à celle utilisée par Sultan (1997). Les essais 4 et 6 ont présenté des problèmes de fuite pendant la phase de saturation ; leurs résultats sont donc utilisés seulement pour vérification. En général, un essai commence par la phase de saturation suivant la procédure proposée (sauf les essais 1 et 2 où la saturation sous faible pression effective a été réalisée). Ensuite, la consolidation mécanique ou thermique (en paliers ou à vitesse constante) aux pressions isotropes et températures désirées est effectuée. La plupart des essais finissent par un cisaillement à vitesse de chargement contrôlée (cellule autocompensée) ou à vitesse de déformation contrôlée (cellule sous presse).

Les caractéristiques des échantillons avant et pendant chaque phase d'essai sont présentées en Annexe 2. Pendant les phases sous contrainte isotrope (compression isotrope, chauffage, refroidissement), la hauteur et le diamètre de l'échantillon ont été calculés en supposant une variation volumique isotrope. Si ε_v est la déformation volumique, ε_d, ε_h la déformation radiale et axiale de l'échantillon et d_0, h_0, V_0 et d_1, h_1, V_1 respectivement le diamètre, la hauteur et le volume de l'échantillon avant et après la phase d'application isotrope, on a :

$$\varepsilon_d + 1 = \frac{d_1}{d_0},\ \varepsilon_h + 1 = \frac{h_1}{h_0}$$

$$\varepsilon_v + 1 = \frac{V_1}{V_0} = \frac{{d_1}^2 h_1}{{d_0}^2 h_0} = (\varepsilon_d + 1)^2 (\varepsilon_h + 1)$$

Comme $\varepsilon_d = \varepsilon_h$ (déformation isotrope), on obtient donc :

$$(\varepsilon_d + 1) = (\varepsilon_h + 1) = (\varepsilon_v + 1)^{1/3} = \left(\frac{V_1}{V_0}\right)^{1/3}$$

On a les deux formules suivantes pour calculer h_1 et d_1 à partir de h_0 et d_0 et du rapport $\frac{V_1}{V_0}$:

$$d_1 = d_0(1+\varepsilon_d) = d_0\left(\frac{V_1}{V_0}\right)^{1/3}$$

$$h_1 = h_0(1+\varepsilon_d) = h_0\left(\frac{V_1}{V_0}\right)^{1/3}$$

Il y a des essais où on peut mesurer la déformation axiale via un capteur de déplacement, comme les essais en cellule autocompensée ou les essais de cisaillement. Pour ces essais, connaissant la hauteur et le volume de l'échantillon, on peut également calculer le diamètre.

4.2.2 Gonflement du sol lors de la saturation

Après l'application de 2,5 MPa, en maintenant la pression de confinement constante à 2500 kPa, on a injecté (sous une pression de 100 kPa) de l'eau synthétique dans l'échantillon par le GDS de contre pression (voir Chapitre 2). L'orifice supérieur a été laissé ouvert. On a suivi pendant environ 8 jours la variation du volume d'eau du GDS de confinement qui fournit la variation volumique du sol.

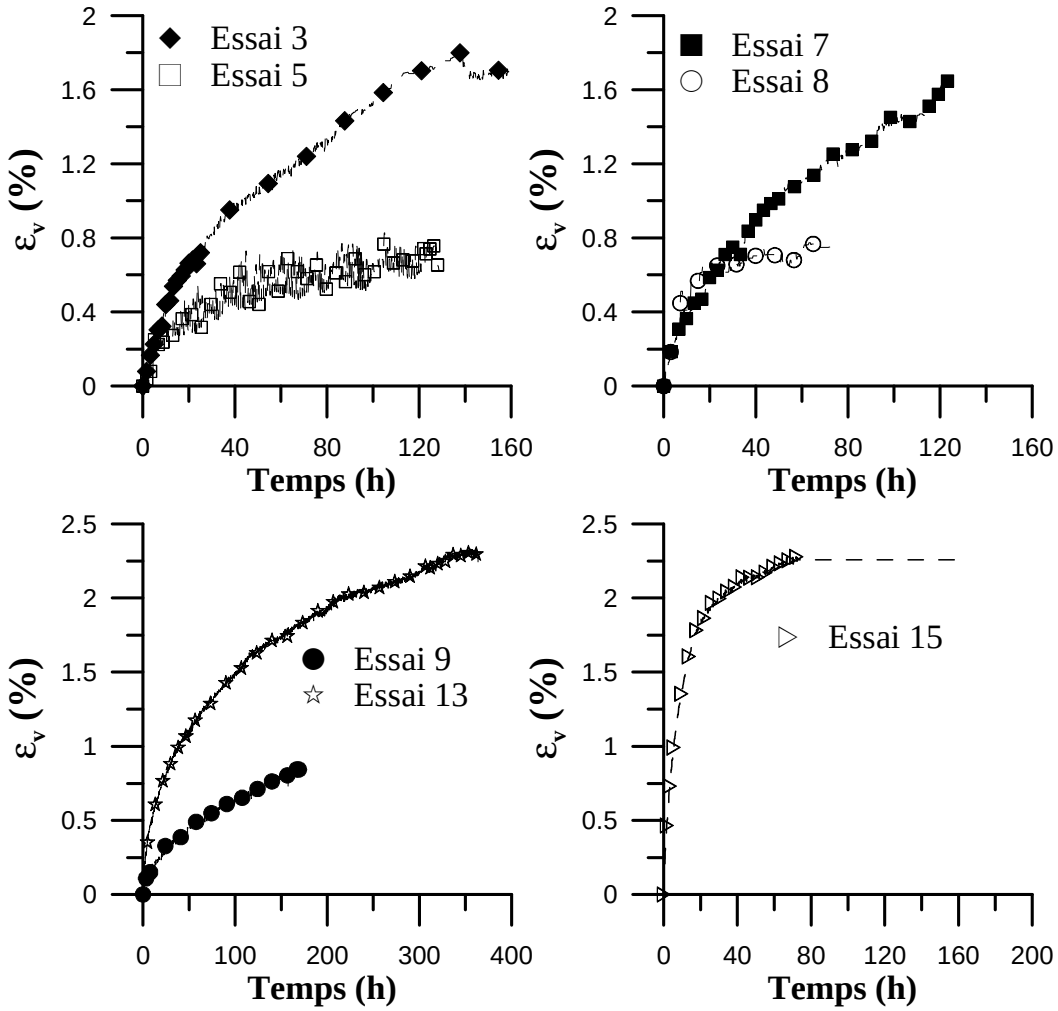


Figure 4- 2. Gonflement de l'échantillon mis en contact avec l'eau (confinement 2500 kPa, contre pression 100 kPa)

La Figure 4- 2 présente le gonflement des échantillons des essais 3, 5, 7, 8, 9, 13, et 15 qui sont des essais typiques où on a appliqué la procédure de saturation présentée précédemment. Les gonflements finaux varient entre 0,8 % (essais 5, 8 et 9) et 2,3 % (essais 13, 15). La stabilisation du gonflement semble atteinte dans les essais 3, 5, 8, et 15 ; en revanche, pour les essais 7, 9 et 13, le gonflement évolue à un faible taux, de l'ordre de $2{,}2\text{x}10^{-8}\text{s}^{-1}$ (essai 7), $0{,}89\text{x}10^{-8}\text{s}^{-1}$ (essai 9) et $0{,}78\text{x}10^{-8}\text{s}^{-1}$ (essai 13). La fluctuation très forte de la courbe obtenue de l'essai 5 est attribuée à la fluctuation de la température dans la cellule. En fait, pour cet essai, le système de contrôle de température n'a pas fonctionné comme voulu. Le manque de données vers la fin de l'essai 15 est dû à une coupure d'électricité. Néanmoins, la vérification soigneuse du volume de l'eau du GDS de confinement après la coupure d'électricité a montré une stabilisation du volume de l'échantillon.

La Figure 4- 3 présente la variation du volume d'eau du GDS de confinement (dV Conf) et du GDS de contre pression (dV CP) pendant le gonflement des échantillons pour les essais présentés sur la Figure 4- 2. Pour l'essai 3, il y avait un problème d'acquisition pour le GDS de contre pression : on ne pouvait qu'enregistrer sa variation volumique, 24 heures après le début du gonflement. Le résultat de l'essai 3 n'est donc pas présenté. La Figure 4- 3 montre que le volume d'eau du GDS de confinement augmente, ce qui correspond à un gonflement du sol, tandis que celui du GDS de contre pression diminue car l'eau entre dans l'échantillon. On peut observer que pour chaque essai, le volume d'eau entrant dans l'échantillon donné par le GDS de contre pression est environ deux fois plus important que le gonflement. Cette différence montre clairement que l'eau entrant, d'une part gonfle le sol et d'autre part remplit le vide existant et donc sature le sol. Le gonflement, à son tour, augmente le volume des vides dans le sol et éventuellement accroît la «demande» en eau au GDS de contre pression.

On observe une bonne reproductibilité des résultats, par exemple ceux des essais 5 et 8. En général, le gonflement est proportionnel au volume d'eau absorbée par le sol, comme le montrent les résultats des essais 9, 13, et 15. On note qu'après 8 jours d'attente, on n'a pas vu d'eau sortir du drainage en haut. Cette observation est cohérente avec celles des autres auteurs travaillant sur les argiles de grande profondeur (Coll, 2005 ; Zhang et al., 2006).

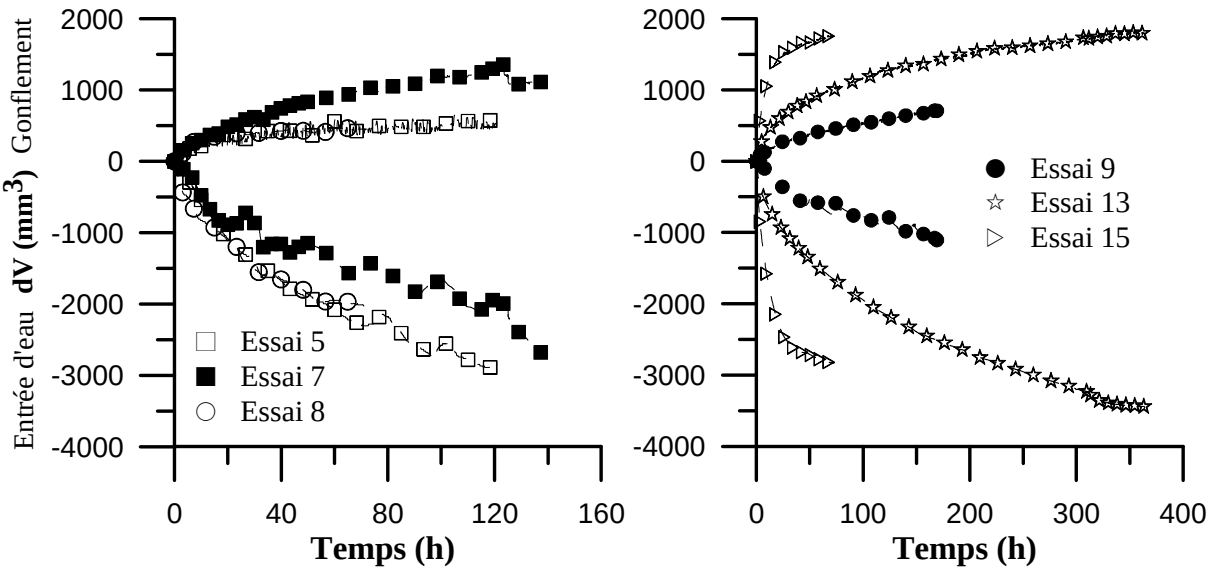


Figure 4- 3. Variations volumiques données par les GDS de confinement et de contre pression

4.2.3 Saturation en augmentant par paliers la pression de confinement et la contre pression

La pression de confinement et la contre pression ont été augmentées par paliers de 200 kPa, en conservant une contrainte effective constante égale à 2500 kPa. L'appellation de contrainte effective n'est probablement pas toujours exacte car quand l'échantillon n'est pas saturé, la pression appliquée par le GDS de contre pression n'est pas tout de suite égale à la pression interstitielle dans l'échantillon.

La Figure 4- 4 présente la variation volumique des GDS de confinement et de contre pression avec l'augmentation de la pression de confinement et de la contre pression de l'essai 3. Pour des raisons de clarté, il n'y a que la pression de confinement qui est montrée sur la figure. Pour chaque palier, on observe dans le GDS de confinement une diminution instantanée du volume d'eau correspondant au volume nécessaire injecté pour appliquer la pression. Après cette diminution, le volume d'eau du GDS de confinement est relativement constant pour tous les paliers. La comparaison entre la variation du volume d'eau du GDS pendant l'essai avec l'échantillon de sol (dV Conf d'essai) et l'essai avec l'échantillon métallique (dV Conf d'étalonnage) montre aussi que toute la variation volumique est liée à la déformabilité du système (Figure 4- 5). En effet, le volume du sol varie peu pendant l'augmentation de pression; les deux courbes sont presque confondues.

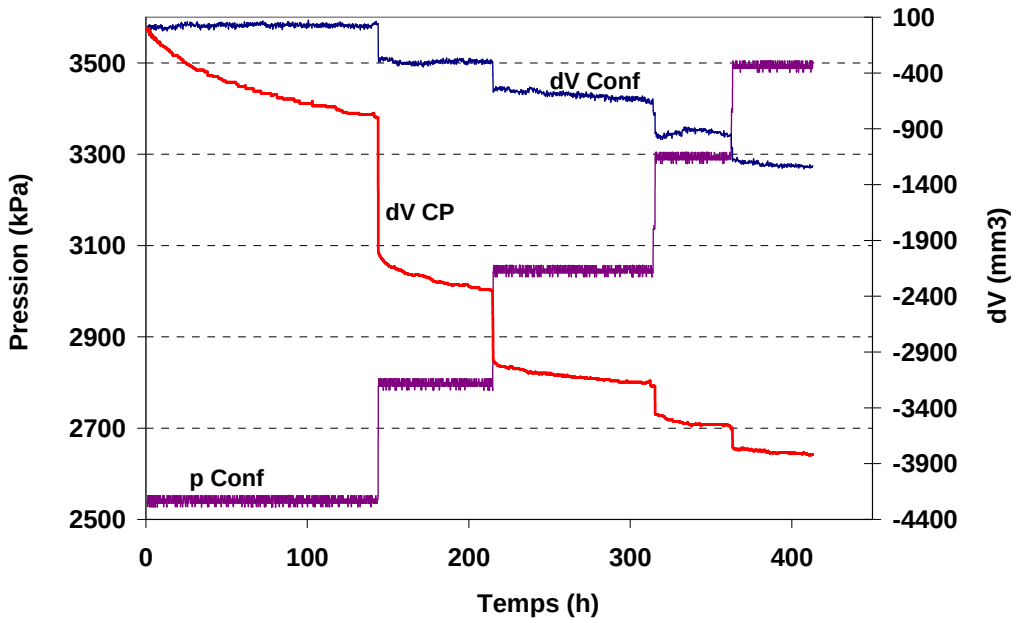


Figure 4- 4. Variation du volume du GDS de confinement et de contre pression pendant la saturation (Essai 3)

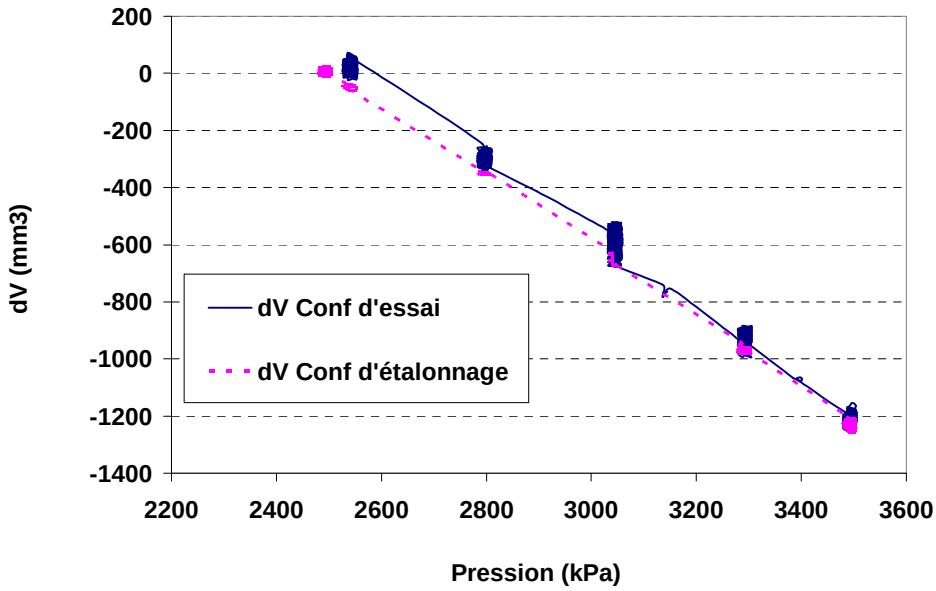


Figure 4- 5. Variation du volume d'eau dans le GDS de confinement pendant l'essai et pendant l'essai d'étalonnage avec un échantillon métallique (Essai 3)

La Figure 4- 4 montre également qu'à part la diminution instantanée due à l'augmentation de la contre pression, le volume d'eau dans le GDS de contre pression continue à diminuer pour chaque palier, indiquant que l'eau continue d'entrer dans

l'échantillon, même à volume de sol presque constant. Il est intéressant de remarquer que l'entrée de l'eau dans l'échantillon ralentit avec le temps. Pour les deux derniers paliers, il semble que le volume d'eau dans le GDS de contre pression ne change plus. Cette stabilisation est une indication de la saturation de l'échantillon de sol : tout le volume des vides est rempli par l'eau.

Une réponse volumique identique a été retrouvée pour les autres essais suivant la même procédure de saturation : (1) l'eau du GDS de contre pression continue d'entrer dans l'échantillon qui est gardé à volume constant ; (2) l'entrée d'eau dans l'échantillon se stabilise avec le temps.

Pendant la phase de saturation des essais, on a effectué des vérifications du coefficient de Skempton B pour contrôler la saturation. Cette pratique a été réalisée pendant les deux derniers paliers de pression de confinement. Pour ce faire, on ferme d'abord la sortie connectant l'embase au GDS de contre pression, et on attend la stabilisation du système pendant 15 minutes. Ensuite, on augmente la pression de confinement de 200 kPa. L'échantillon, qui est en état non drainé, présente une augmentation simultanée de pression interstitielle. Après environ 1 heure, on diminue la pression de confinement à la pression précédente. On attend encore 15 minutes avant d'ouvrir les sorties connectant le GDS de contre pression à l'embase. La pression effective (différence entre la pression de confinement et interstitielle) est toujours maintenue à 2500 kPa.

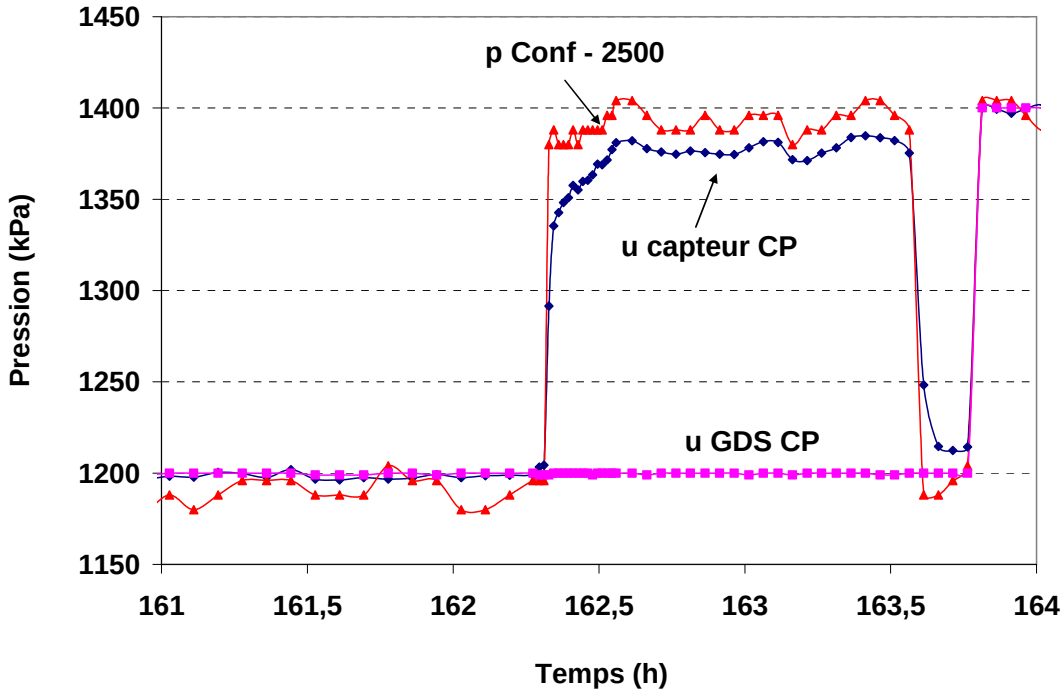


Figure 4- 6. Vérification de la saturation par le coefficient de Skempton B (essai 9)

La Figure 4- 6 (essai 9) présente le résultat typique d'une vérification du coefficient de Skempton B. 3 grandeurs sont montrées : pression dans le GDS de contre pression qui est constante (u GDS CP), pression donnée par le capteur de pression interstitielle (u capteur CP), pression de confinement qui est soustraite de 2500 kPa (p Conf - 2500). Le coefficient de Skempton B est calculé par :

$$B = \frac{du}{dp} = \frac{d(ucapteurCP)}{d(pConf - 2500)}$$

Le coefficient de Skempton B de cet essai est d'environ 0,92. Pour les premiers essais (essais 1, 2, 3, 5), des valeurs de B plus faibles (de l'ordre de 0,7) ont été obtenues. Des modifications pendant la mise en contact entre l'eau et le sol ont été adoptées : circulation de CO_2, application des vides, etc. Ces modifications ont fait monter la valeur B à plus de 0,9 (essai 7 à 16).

4.2.4 Discussion

La compression du sol sous une pression de 2500 kPa a pour but de ramener le sol à son état in situ. Le choix de la valeur de 2500 kPa est discuté dans le Chapitre 3. On a fait référence à trois grandeurs : pression verticale que subit le sol in situ, succion mesurée au laboratoire sur l'échantillon à teneur en eau proche de celle in situ (w = 25 %), et pression de gonflement déterminée par Coll (2005) sur le même sol. En appliquant cette pression, le gonflement de sol pendant la mise en contact avec l'eau est limité, diminuant ainsi la modification de la microstructure du sol. Pourtant, comme montré par les résultats sur la Figure 4- 2, le sol présente encore un gonflement sous cette charge, bien que faible, variant de 0,8 à 2,3 %. Cette déformation volumique pourrait être expliquée par le fait que tous les échantillons testés ont une teneur en eau variant entre 19,5 et 21,6 %. Ces valeurs de teneur en eau sont inférieures à celle du sol in situ (25 %) qu'on a pris comme référence pour déterminer la succion (qui est de l'ordre de 2 MPa). En conséquence, les échantillons dans nos essais peuvent posséder une succion plus importante. L'application de 2,5 MPa de pression de confinement n'est donc pas suffisante pour neutraliser la succion. Ce gonflement contribue à la diminution de succion à zéro et complète donc la saturation du sol par l'application de 2,5 MPa. On peut supposer qu'une fois ce gonflement terminé, le sol est proche de l'état in situ.

Le gonflement enregistré des essais suivant la procédure de saturation proposée (Figure 4- 2) est beaucoup plus faible que celui trouvé dans les premiers essais (1, 2) où les sols ont été saturés sous une faible compression effective de 100 kPa. La Figure 4- 7 présente

le résultat typique du gonflement obtenu dans les essais 1 et 2, avec l'augmentation de la pression de confinement et de la contre pression par paliers en gardant une pression effective de 100 kPa, et la variation volumique donnée par le GDS de contre pression. La variation du volume du GDS de confinement n'a malheureusement pas été enregistrée à cause d'un problème technique. On n'a pu donc qu'avoir le volume de l'eau entrant dans l'échantillon via le GDS de contre pression. Cette variation ne définit pas forcément le gonflement du sol. Toutefois, le volume d'eau entrant dans l'échantillon de l'essai 1 (14 cm^3) est beaucoup plus important que celui trouvé sur la Figure 4- 3 (< 4 cm^3).

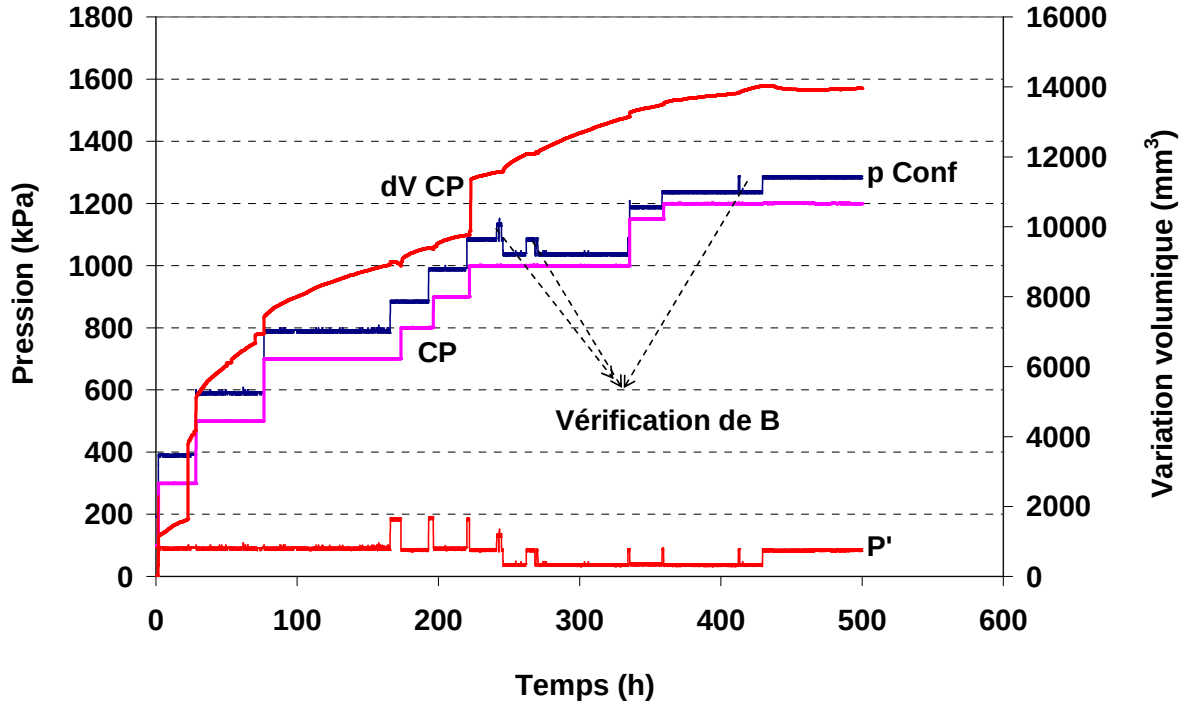


Figure 4- 7. Saturation sous une faible contrainte effective de 100 kPa (essai 1)

Il est intéressant de comparer nos résultats avec ceux des autres auteurs qui ont fait des essais sur l'argile de Boom intacte. Les figures 1- 8 et 1- 9 (Chapitre 1) présentent le gonflement de l'argile de Boom pendant la phase de saturation dans les essais de Coll (2005). Un gonflement variant entre 1% et 3% est observé pour presque tous les essais de saturation sous une pression effective p' de 2,3 MPa. Ce gonflement est du même ordre de grandeur que celui trouvé dans nos essais de saturation sous une pression effective de 2,5 MPa. Les teneurs en eau initiales des échantillons de Coll variaient entre 22% et 24%, légèrement supérieures à celles de nos essais. Les résultats de Coll ont montré que le comportement volumique du sol ne dépend pas de la valeur de la contre pression appliquée. Cependant, il dépend de la

différence entre la pression de confinement et la contre pression et du mode d'application de la pression.

Sultan et al. (1998) ont mis l'argile de Boom en contact avec l'eau sous des contraintes effectives isotropes variant de 0,1 à 3,69 MPa et ont observé un gonflement variant entre 0,3 et 1,9% quand la pression effective variait de 0,1 à 0,69 MPa. Ce gonflement est beaucoup plus petit que ceux obtenus dans nos essais et des essais de Coll réalisés sous des contraintes effectives similaires. Sultan et al. (1998) ont observé que le sol se contracte même à une pression effective de 1,79 MPa. Ce comportement peut être attribué au fait que la teneur en eau initiale du sol dans les essais de Sultan variait entre 27 et 31% qui est plus importante que celle de nos essais et celle in situ (w = 25 %).

Concernant la phase de saturation par augmentation en paliers de la pression de confinement et de la contre pression, un coefficient de Skempton B de 1 signifiant une saturation compète du sol n'a pas été obtenu dans nos essais. Ces valeurs de B inférieurs à 1 sont dues à la perméabilité trop faible du sol qui ne favorise pas la saturation. On note néanmoins que même avec une faible valeur de B, le fait que l'eau s'arrête d'entrer dans le sol (Figure 4- 4) montre que les vides dans le sol sont saturés en eau. Ceci montre que l'argile de Boom peut être saturée même avec un coefficient de skempton B inférieur à 1. En effet, les normes NF P 94-070 et NF P 94-074 montrent que pour une argile raide comme l'argile de Boom, la valeur de Skempton B peut être nettement inférieur à 1 même à l'état saturé. Pour le cas de nos essais (contre pression égale à 1 MPa, indice des vides égal à 0,6), la valeur maximale de B obtenue à l'état presque saturée (S_r = 0,99) est de 0,9.

4.2.5 Conclusions

Une procédure de saturation appropriée a été appliquée lors des essais triaxiaux. Cette procédure est résumée dans les quatre étapes suivantes :

1. stabilisation du système (cellule, conduits) au début de l'essai à une pression de confinement de 100 kPa et à une température de 25 °C ;
2. application préalable d'une pression de confinement de 2500 kPa en condition drainée avec des pierres poreuses sèches ;
3. mise en contact entre l'eau synthétique et le sol à une pression de confinement de 2500 kPa et une contre pression de 100 kPa, mise en œuvre pour examiner un éventuel gonflement du sol ;

4. saturation par augmentation simultanée en paliers de la pression de confinement et de la contre pression, la différence entre les deux pressions étant maintenue constante à 2500 kPa.

Par cette nouvelle procédure, le gonflement du sol est fortement diminué, ce qui permet au sol d'être plus proche de son état intact in-situ. L'analyse de l'ensemble des résultats montre que le comportement de l'argile de Boom en contact avec de l'eau dépend :

- des conditions initiales d'essai : la différence entre la pression de confinement et la contre pression, le chemin de chargement suivi, le mode d'injection d'eau, le mode d'application de la pression ;
- des caractéristiques initiales de l'échantillon, notamment la teneur en eau, la méthode de carottage appliquée, la durée de conservation, le lieu d'excavation, etc.

4.3 Essais de consolidation mécanique

4.3.1 Essais triaxiaux

L'essai 3 est le premier essai réalisé avec la nouvelle méthode de saturation proposée. Une fois saturé, le sol a été comprimé et déchargé suivant un cycle de contrainte effective isotrope p' de 2,5 MPa - 10 MPa - 2,5 MPa, la vitesse de chargement et déchargement étant de 0,5 kPa/mn comme proposé par Sultan (1997). La pression de confinement effective p' de 10 MPa a été maintenue pendant 100 heures, de même pour p' = 2,5 MPa après le déchargement.

La Figure 4- 8 présente la variation de l'indice des vides et la déformation volumique en fonction de la pression effective. Pendant le chargement, la figure présente les résultats de deux mesures du volume d'eau : par l'extérieur (par GDS de confinement) et par l'intérieur (par GDS de contre pression). Une bonne concordance entre ces deux mesures est observée. Pourtant pendant le déchargement, à cause d'un problème technique concernant le GDS de confinement, seuls les résultats de la mesure par l'intérieur sont présentés. Les résultats montrent que le sol continue de se contracter ($\dot{\varepsilon}_{vCP}$ = 3,67x10^{-2}, $\dot{\varepsilon}_{vConf}$ = 4,25x10^{-2}) en fin de chargement (p' = 10 MPa) et de gonfler ($\dot{\varepsilon}_{vCP}$ = 5,39x10^{-2}) en fin de déchargement (p' = 2,5 MPa). Les taux de déformation $\dot{\varepsilon}_{vCP}$ et $\dot{\varepsilon}_{vConf}$ sont respectivement calculés en fonction du logarithme exponentiel du temps écoulé : $\dot{\varepsilon}_{vCP} = \frac{d\varepsilon_{vCP}}{d\ln t}$, $\dot{\varepsilon}_{vConf} = \frac{d\varepsilon_{vConf}}{d\ln t}$. L'évolution de la

contraction peut être expliquée soit par une vitesse de compression trop élevée pour que toute pression interstitielle se dissipe, soit par le fluage du sol. En revanche, le gonflement ne peut être attribué qu'à une vitesse de déchargement trop rapide.

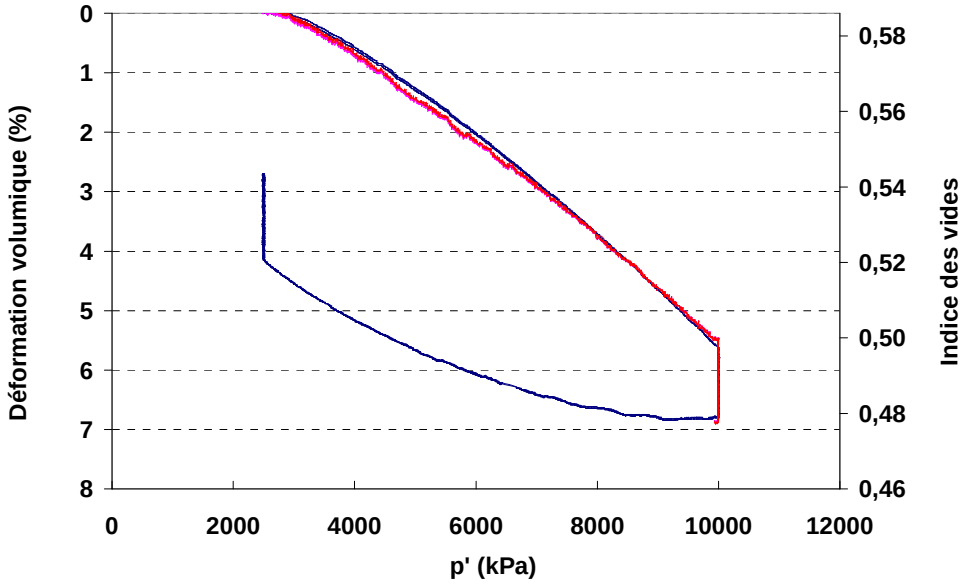


Figure 4- 8. Compression de l'échantillon (Essai 3)

D'autres essais de compression par un mode de chargement différent ont été ensuite réalisés : essais 8, 10, 11, 13 (25°C), essais 12, 15 (70-80°C). Les conditions de chaque essai (température, pression effective initiale) sont présentées dans le Tableau 4- 2 (25°C) et le Tableau 4- 3 (70-80°C). Tous les échantillons de ces essais ont été saturés sous 2,5 MPa de pression effective suivant la procédure présentée précédemment. Deux modes de chargement ont été adoptés, soit par chargement direct par palier de 0,5 MPa de pression de confinement, soit par chargement à une vitesse constante de 0,1 ou 0,2 kPa/mn, plus petite que la vitesse de 0,5 kPa/mn choisie au début. Les taux de déformation ($\dot{\varepsilon}_{vCP}$, $\dot{\varepsilon}_{vConf}$) enregistrés pendant le chargement à pression et température constantes sont également présentés.

Tableau 4- 2. Essais de consolidation isotherme (25°C)

Essai	**T°C**	**p'_i (MPa)**	**p'_f (MPa)**	**Vitesse (kPa/mn)**	**$\dot{\varepsilon}_{vCP}$ (x100)**	**$\dot{\varepsilon}_{vConf}$ (x100)**
Essai 8	25	2,5	3,0	Chargement direct	0,09	0,09
Essai 8	25	3,0	3,5	0,2	0,20	0,45
Essai 10	25	2,5	3,0	0,2		0,12
Essai 10	25	3	3,5	Chargement direct	0,06	0,07
Essai 11	25	2,5	4,0	0,1	0,18	0,24
Essai13	25	2,5	3	Chargement direct	0,04	0,06
Essai13	25	3	4	0,1	0,24	0,20

Tableau 4- 3. Essais de consolidation isotherme (70-80°C)

Essai	**T°C**	**p'_i (MPa)**	**p'_f (MPa)**	**Vitesse (kPa/mn)**	**$\dot{\varepsilon}_{vCP}$ (x100)**	**$\dot{\varepsilon}_{vConf}$ (x100)**
Essai12	70	2,5	3	Chargement direct	0,37	0,25
Essai12	70	3	6,4	0,2	0,10	0,09
Essai15	76,3	2,5	3	Chargement direct	0,41	0,46
Essai15	76,3	3	3,5	Chargement direct	1,64	1,79

$p'_{i,f}$: Pression effective au commencement et à la fin de la compression, respectivement

$\dot{\varepsilon}_{vCP}$, $\dot{\varepsilon}_{vConf}$: Taux de déformation à la fin du chargement/déchargement obtenu de la mesure par l'intérieur (GDS de contre pression) et par l'extérieur (GDS de confinement).

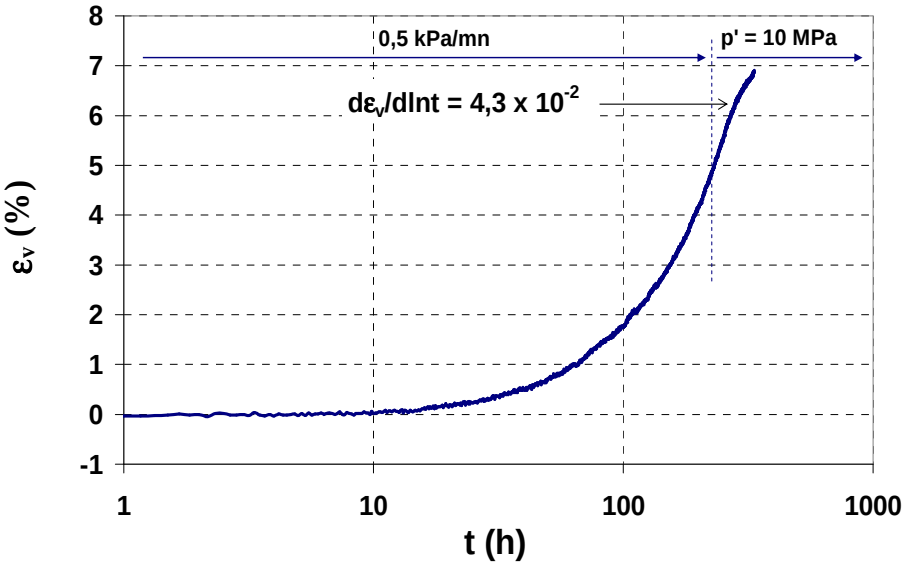


Figure 4- 9. Déformation volumique en fonction du temps (essai 3)

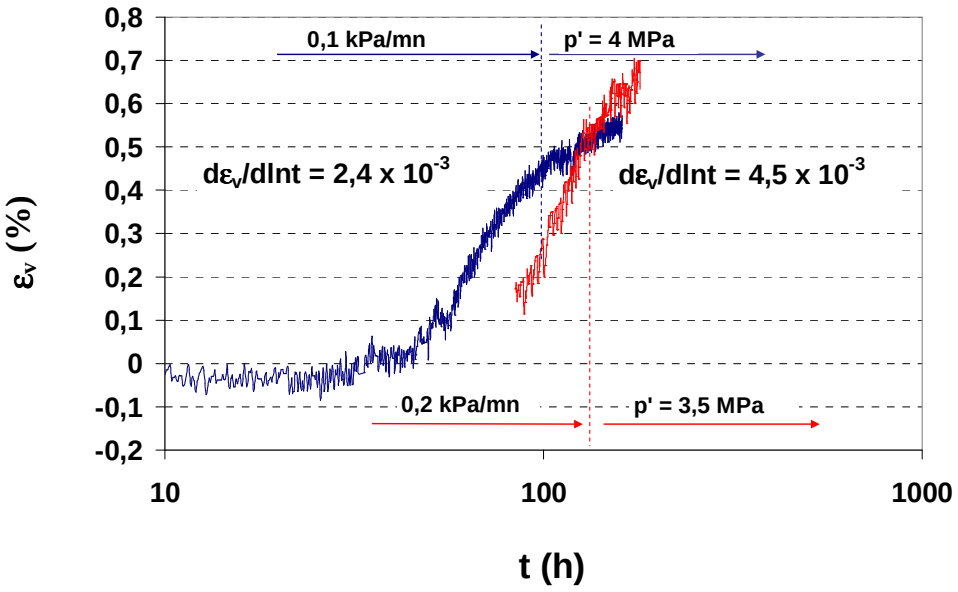


Figure 4- 10. Déformation volumique en fonction du temps (essai 8 : 0,2 kPa/mn et essai 11 : 0,1 kPa/mn)

La Figure 4- 9 et la Figure 4- 10 présentent la déformation volumique (mesure externe) en fonction du temps des trois essais de compression isotrope à différentes vitesses. A la fin de la compression, la charge est maintenue constante pendant environ une semaine. La Figure 4- 9 présente qu'un taux de contraction différée $\dot{\varepsilon}_{vConf}$ = 4,3x10^{-2} est obtenu suite à une compression à 0,5 kPa/mn. Après une compression à vitesse plus faible de 0,2 kPa/mn (Figure 4- 10), un taux de déformation différée dix fois inférieur est obtenu ($\dot{\varepsilon}_{vConf}$ = 4,5x10^{-3}). Cette observation montre qu'une vitesse de compression plus faible diminue significativement le taux de déformation à la fin de la compression. Pourtant, l'essai 11 montre que la consolidation à une vitesse plus petite (0,1 kPa/mn) ne réduit pas significativement le taux de déformation volumique à la fin d'essai ($\dot{\varepsilon}_{vConf}$ = 2,4x10^{-3}). La même observation est faite pour l'essai 13, ce qui permet de conclure qu'une diminution de la vitesse de compression en dessous de 0,2 kPa/mn ne diminue plus la déformation différée.

Les résultats de différents essais montrent qu'à la fin de l'essai de consolidation à 25°C, la déformation volumique différée $\dot{\varepsilon}_v = \frac{d\varepsilon_v}{d\ln t}$ varie de 0,04x10^{-2} à 0,24x10^{-2}. Ce taux correspond à une valeur de $\frac{d\varepsilon_v}{dt}$ variant de 0,13 à 0,56 (10^{-8}s^{-1}). Concernant les essais à haute

température (70-80°C), $\dot{\varepsilon}_v = \frac{d\varepsilon_v}{d\ln t}$ varie de 0,09x10^{-2} à 1,79x10^{-2}, correspondant à une valeur de $\frac{d\varepsilon_v}{dt}$ variant de 4,26 à 8,89 (10^{-8} s^{-1}).

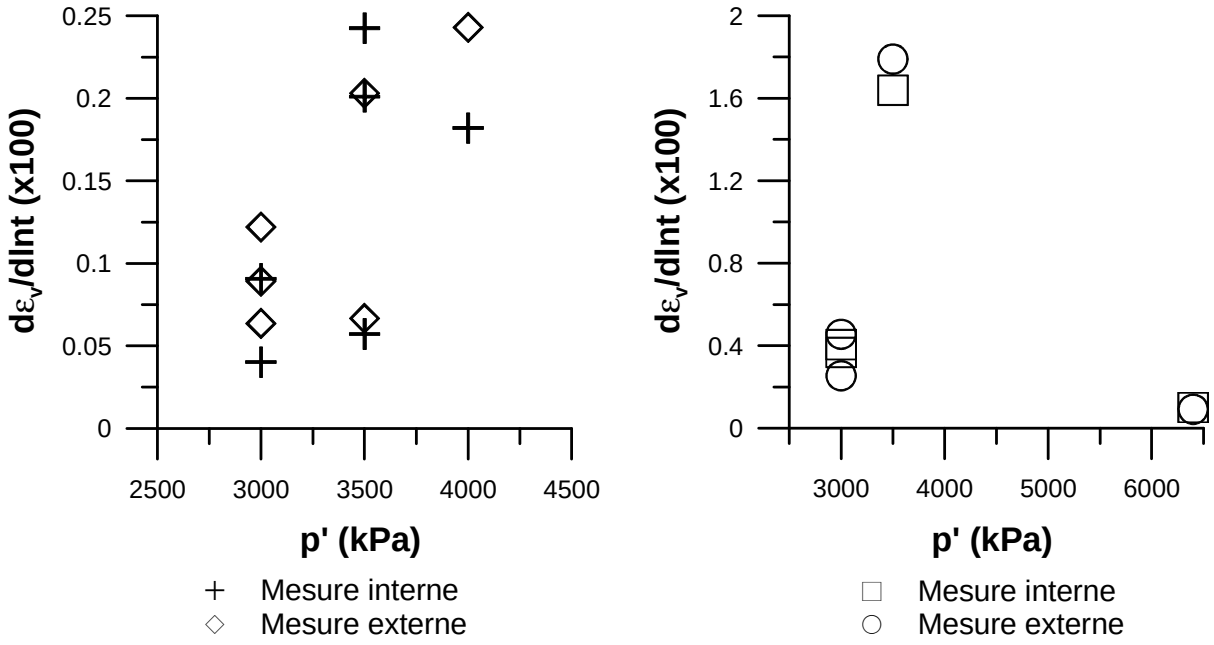


Figure 4- 11. Taux de déformation à la fin des essais de compression à 25°C (à gauche) et à 70-80°C (à droite)

La Figure 4- 11 regroupe les résultats obtenus après les essais de compression à vitesse constante ou par palier à deux températures différentes : 25°C (à gauche), et 70-80°C (à droite). La figure montre que, malgré la dispersion, les taux de déformation différée à haute température (70-76,3°C) sont environ 10 fois plus élevés que ceux à basse température (25°C). Ainsi, plus la température est élevée, plus le taux de déformation obtenu après une compression isotrope est élevé. Cette observation est cohérente avec celles par Gasc Barbier et al. (2004) et par Zhang et al. (2007) sur l'argilite de Callovo-Oxfordien.

4.3.2 Essai à l'oedomètre

Un essai de compression a été réalisé dans la cellule oedométrique munie d'un tensiomètre. Il s'agit de la poursuite de l'essai B6 (voir Chapitre 3) : après le déchargement suite à l'inondation du sol à une pression verticale de 1600 kPa, l'échantillon, maintenant saturé, a subi un cycle de chargement et déchargement. La Figure 4- 12 présente la variation de la pression verticale appliquée sur l'échantillon et la pression interstitielle mesurée par le

tensiomètre. On observe qu'après chaque palier de charge, le tensiomètre enregistre une augmentation de la pression interstitielle égale à l'incrément de charge, montrant une bonne sensibilité du tensiomètre. Comme l'essai est drainé (en haut), cette surpression interstitielle revient ensuite à zéro, indiquant une complète dissipation de la pression interstitielle engendrée par le chargement. Une observation quasi similaire mais en sens inverse peut être faite pendant le déchargement.

La Figure 4- 13 présente la courbe de compression qui permet d'estimer une pression de préconsolidation de 250 kPa. Cette valeur est du même ordre de grandeur que celle trouvée par Sultan (1997) mais beaucoup plus petite que les valeurs proches de 5 MPa trouvées par Horseman et al. (1997) et Coll (2005). Cette différence peut être attribuée à la modification de la structure du sol due à son gonflement pendant la préparation de l'échantillon B6 (emballé dans du papier filtre mouillé).

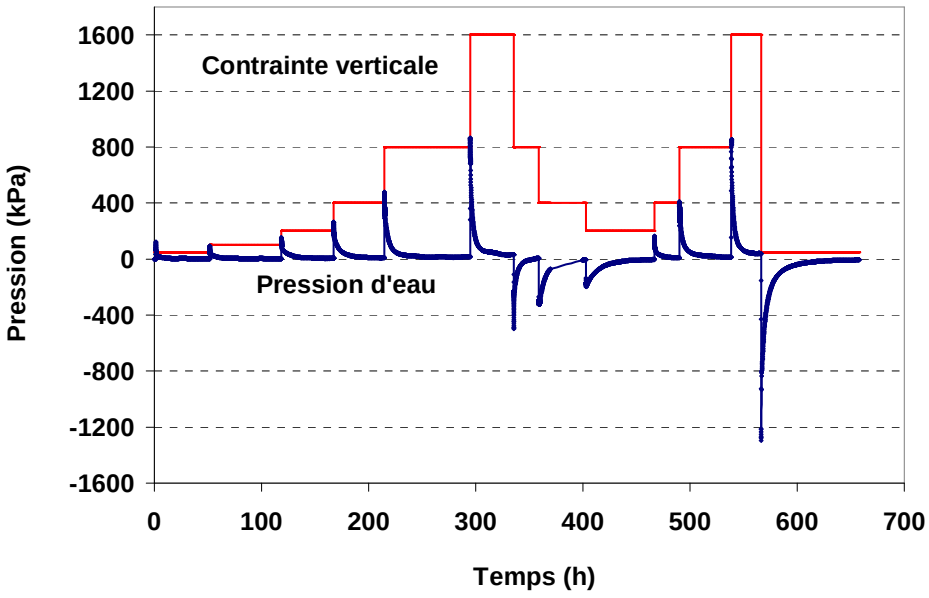


Figure 4- 12. Variation avec le temps de la pression verticale appliquée et la pression d'eau mesurée par le tensiomètre

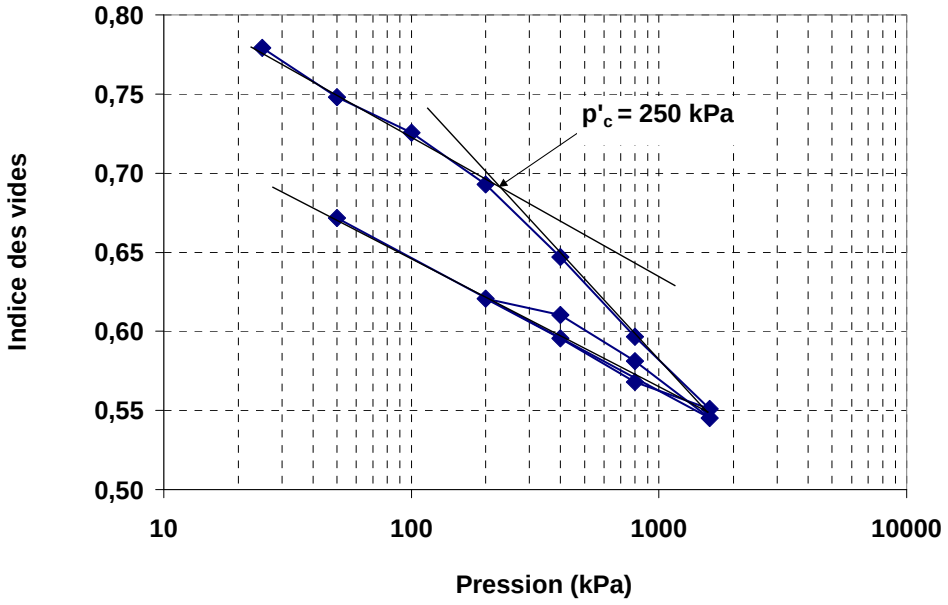


Figure 4- 13. Courbe de compression oedométrique de l'argile de Boom

Les courbes de consolidation (e-logt) permettent de déterminer la perméabilité du sol par la méthode de Casagrande. Les deux figures (Figure 4- 14 et Figure 4- 15) présentent les deux courbes de consolidation obtenues aux paliers de charge de 100 kPa et de 800 kPa respectivement. Les valeurs de perméabilité, k (m/s), calculées à chaque palier de charge, sont présentées en fonction de l'indice des vides sur la Figure 4- 16. Ces valeurs de perméabilité, variant de $1x10^{-10}$ à $7x10^{-12}$ (m/s), sont cohérentes avec celles trouvées par le rapport ONDRAF/NIRAS (2001), et par Dehandschutter et al. (2005).

La présence du tensiomètre permet de suivre la dissipation de la pression interstitielle avec le temps à chaque palier de charge. D'après les deux figures, Figure 4- 14 et Figure 4- 15, le point de fin de consolidation primaire sur la courbe tassement-logt correspond relativement bien au point où la pression d'eau mesurée se stabilise à une valeur proche de zéro. Après la consolidation primaire, une compression secondaire est observée, ce qui montre un comportement différé, ou le fluage, lié à la structure interne du sol. Les taux de ces déformations ($\dot{\varepsilon}_v = \frac{d\varepsilon_v}{d\ln t}$) sont de $0{,}1x10^{-2}$ (palier de 100 kPa) et de $0{,}14x10^{-2}$ (palier de 800 kPa). Ces valeurs correspondent à une valeur de $\frac{d\varepsilon_v}{dt}$ de 0,75 ($10^{-8}s^{-1}$) (palier de 100 kPa) et de 0,94 ($10^{-8}s^{-1}$) (palier de 800 kPa), proches de celles trouvées dans le cas de compression isotrope dans les cellules triaxiales : 0,13-0,56 ($10^{-8}s^{-1}$).

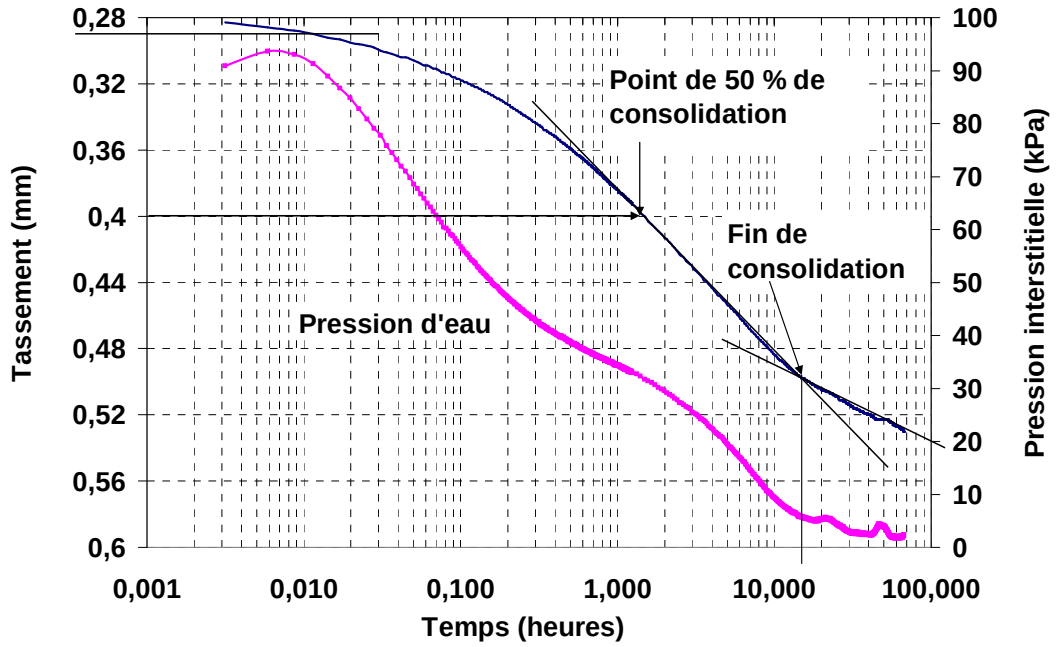


Figure 4- 14. Consolidation de l'argile de Boom et variation de la pression interstitielle avec le temps (chargement de 50 à 100 kPa)

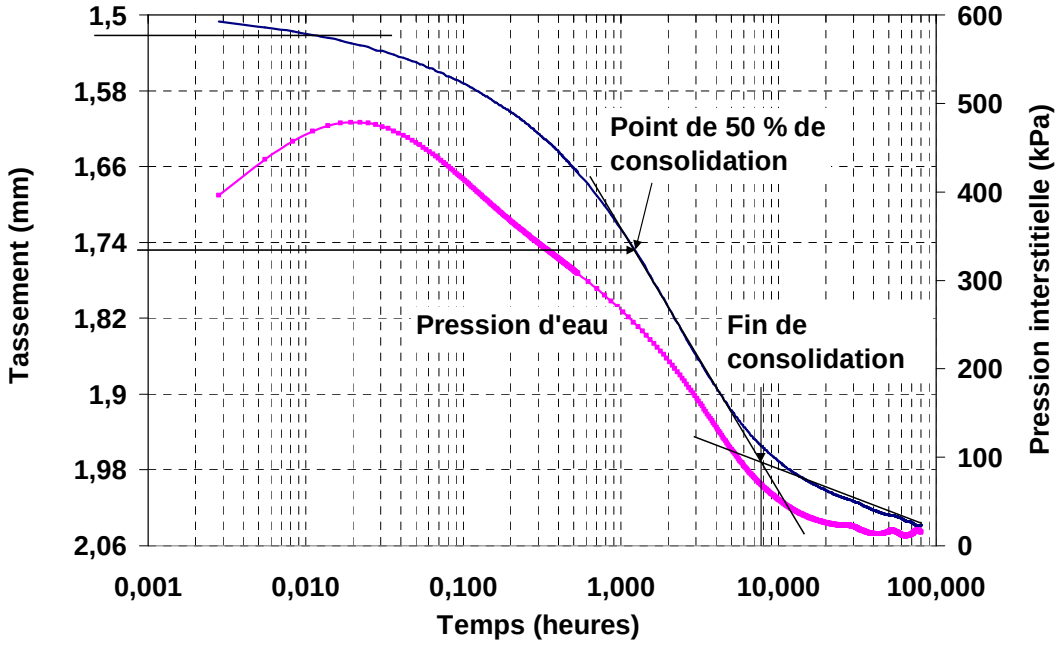


Figure 4- 15. Consolidation de l'argile de Boom et variation de la pression interstitielle avec le temps (chargement de 400 à 800 kPa)

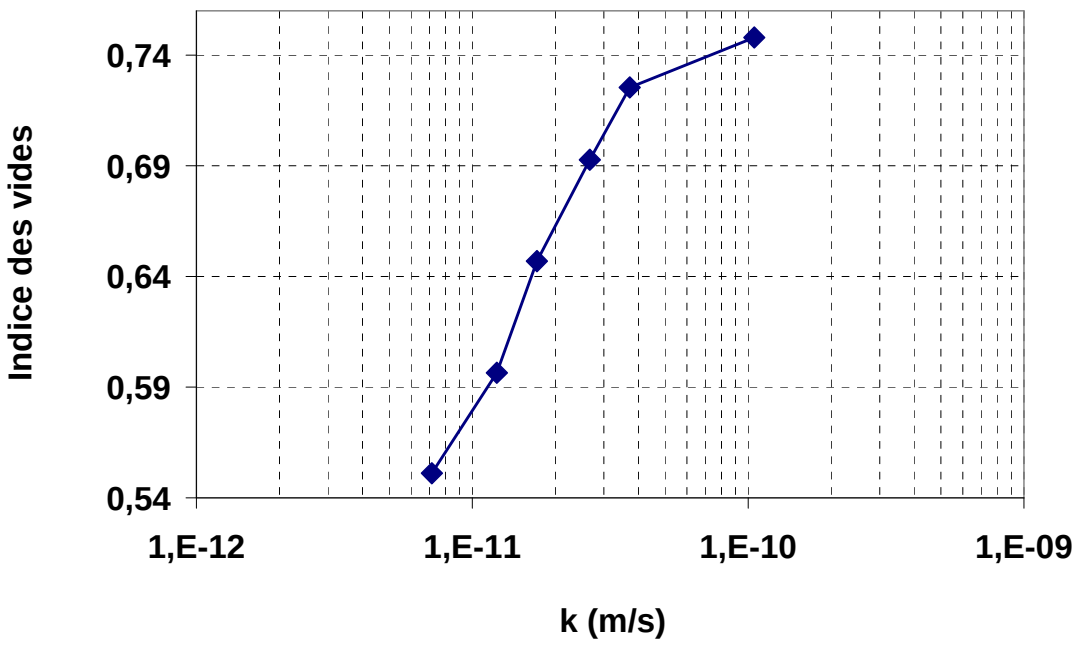


Figure 4- 16. Variation de la perméabilité en fonction de l'indice des vides

4.3.3 Discussions

Une vitesse de chargement de 0,5 kPa/mn pour le chargement ou le déchargement isotrope dans la cellule triaxiale n'est apparemment pas suffisamment faible pour assurer une dissipation complète de la pression interstitielle. Cette observation, démontrée dans l'essai 3, est contraire à celle de Sultan (1997). Ceci est probablement dû aux différentes procédures de saturation adoptées. Le sol saturé sous faible pression effective dans le cas de Sultan présente plus de gonflement, le rendant ainsi moins dense, donc plus perméable, ce qui permet une vitesse de chargement plus importante.

Une réduction de la vitesse de compression de 0,5 kPa/mn à 0,2 kPa/mn a diminué le taux de la déformation obtenu à la fin de la compression, ce qui montre que la dissipation des surpressions a été améliorée à une vitesse de compression plus faible, avec cependant une déformation différée liée au comportement visqueux de l'argile de Boom.

Quand l'échantillon est à l'état non saturé (au début de l'essai et avant la phase de saturation), la compression à une vitesse de 0,5 kPa/mn de 100 à 2500 kPa n'a pas engendré de déformations différées après l'arrêt de la charge. La déformation volumique s'arrêtait quand la charge était maintenue constante à 2500 kPa. L'augmentation de la déformation avec le temps n'a pas été donc enregistrée que quand le sol était saturé et donc en contact avec de

l'eau. Cette observation est cohérente avec celle de Zhang et Rothfuchs (2004) sur l'argile à Opalinus.

Plusieurs essais de compression isotrope à 25 °C (par paliers ou à une vitesse de 0,2 kPa/mn) ont montré en général une déformation différée de l'ordre de $0{,}04 \times 10^{-2}$ à $0{,}24 \times 10^{-2}$ ($\dot{\varepsilon}_v = \frac{d\varepsilon_v}{d \ln t}$). Ces valeurs correspondent à une valeur de $\frac{d\varepsilon_v}{dt}$ variant de 0,13 à 0,56 ($10^{-8} s^{-1}$) et sont cohérentes avec celles trouvées pendant la consolidation secondaire à l'oedomètre. Cette déformation ne semble pas être affectée par des vitesses de compression inférieures. Ainsi, pour les autres essais, une vitesse de 0,2 kPa/mn a été choisie pour garantir une consolidation primaire complète du sol.

4.4 Essais de consolidation thermique

4.4.1 Essais de chauffage non drainés

Un essai de chauffage non drainé (essai 3) a été réalisé pour étudier l'augmentation de la pression interstitielle avec la température (Figure 4- 17). L'échantillon a été chauffé par paliers de : 25-30-39-43-48 °C. Pendant le chauffage, le drainage supérieur qui est connecté avec le capteur de pression a été fermé, le GDS de contre pression a été arrêté. La pression interstitielle a été donc mesurée par le capteur de pression interstitielle et par le capteur de pression dans le GDS de contre pression. Pendant les premiers paliers, les valeurs de la pression interstitielle mesurées par le capteur supérieur ont été notées manuellement. Au dernier palier de température (48 °C), l'acquisition de cette pression a été faite automatiquement.

Une augmentation de la pression interstitielle a été observée à chaque palier de chauffage. Aux premiers paliers, immédiatement après l'échauffement, le capteur de contre pression enregistre une brusque augmentation due à la dilatation soudaine de l'eau en contact avec le capteur. La pression mesurée se stabilise après quelques heures. Pourtant, la pression mesurée par le GDS de contre pression (u GDS CP) continuait à augmenter et ne se stabilisait pas.

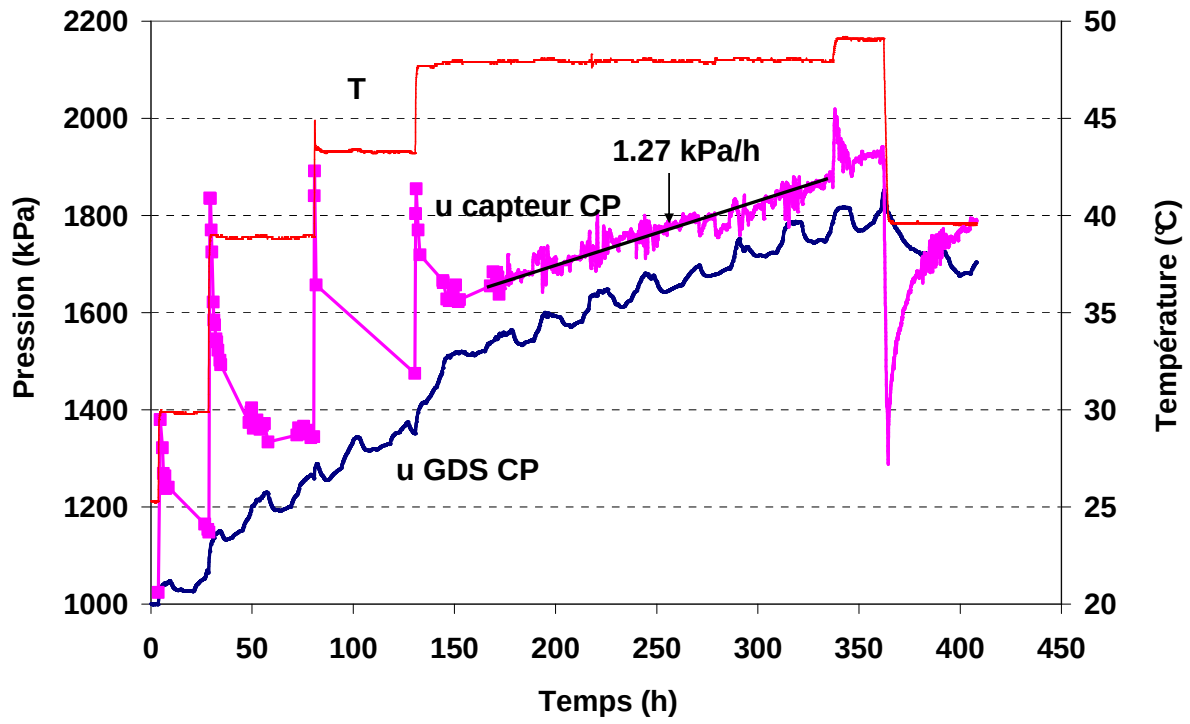


Figure 4- 17. Chauffage non drainé (essai 3)

Au dernier palier de chauffage (46 °C), une évolution de la pression a été enregistrée par le capteur et le GDS de contre pression. L'évolution persistait bien que le temps d'attente soit important (10 jours après l'augmentation de 43 à 48 °C). Les deux méthodes de mesure ont montré une augmentation de pression avec un écart constant de 100 kPa environ. La fluctuation de la pression donnée par le GDS de contre pression (u GDS CP) est attribuée à la variation de température entre jour et nuit.

Cette évolution de la pression interstitielle peut être liée soit à la consolidation thermique très lente, soit au fluage du sol. Il est aussi possible que le système de mesure ne soit pas suffisamment précis. Pour le vérifier, on a réalisé un essai sur un système blanc identique à celui de l'essai 3 avec un échantillon métallique. Le chemin de chauffage non drainé décrit sur la Figure 4- 17 a été suivi. Les résultats ont montré également un accroissement léger de la pression interstitielle, qui peut être expliqué par l'augmentation du volume de l'eau dans les conduits suite à la variation de la température. Une différence constante entre la valeur de pression donnée par le capteur et par le GDS de contre pression analogue à celle de la Figure 4- 17 a été observé ; elle est probablement due à la différence de volume des conduits des deux méthodes de mesure.

Malgré ces problèmes techniques, les hypothèses concernant les caractéristiques du sol ne sont pas à exclure. En effet, le phénomène du fluage a été bien mis en évidence par la

variation volumique donnée par le GDS de confinement. Comme l'essai a été réalisé en condition non drainée, le GDS de contre pression a été arrêté et n'a, par conséquent, enregistré aucune variation du volume d'eau interstitielle. Seul le GDS de confinement indique une variation volumique du sol (Figure 4- 18). D'après la figure, à la température de 48 °C, le GDS de confinement enregistre une contraction suivant une pente $\frac{dv}{dt}$ = 9,3 mm^3/h, ce qui correspond à une pente de déformation volumique $\frac{d\varepsilon_v}{dt}$ de 2,34x10^{-8}s^{-1}. Cette contraction volumique qui est constante avec le temps ne peut être expliquée que par la déformation liée à la structure de sol, ou le fluage. De plus, on peut remarquer que la contraction différée est d'autant plus importante que la température est élevée. Cette contraction différée est probablement une des raisons de l'augmentation continue de la pression interstitielle présentée sur la Figure 4- 17.

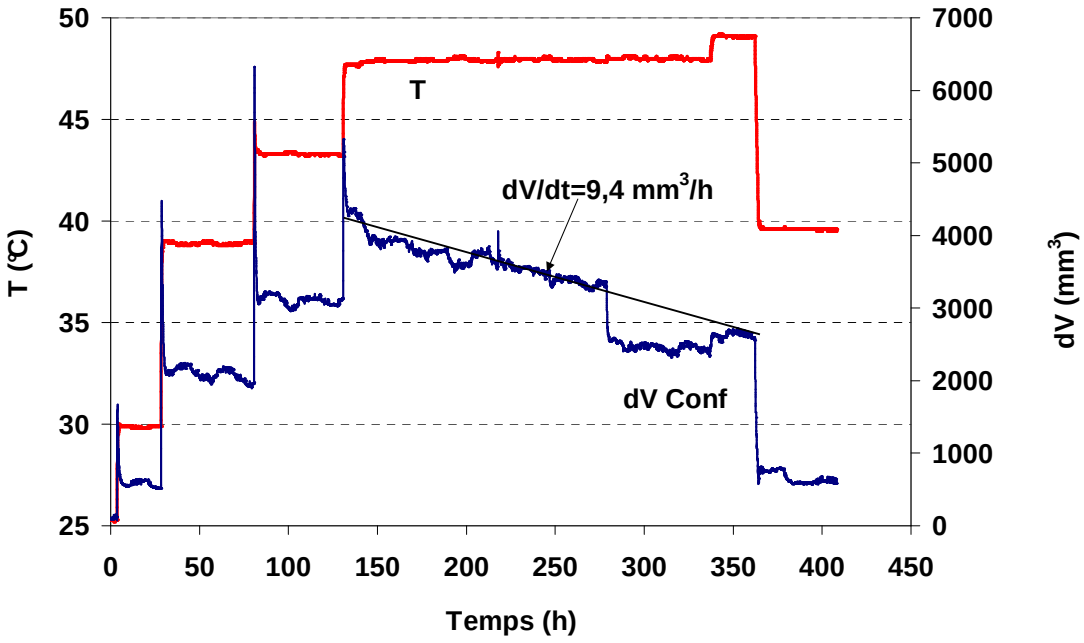


Figure 4- 18. Changement du volume de l'échantillon mesuré par le GDS de confinement

4.4.2 Essais de chauffage drainés

Plusieurs essais de chauffage en condition drainée ont été réalisés (essais 5, 7, 11, 12, 13, 15). Le récapitulatif de ces essais est présenté dans leTableau 4- 1 et le Tableau 4- 4. Les essais 5, 7 ont été réalisés à une vitesse de chauffage constante, alors que les autres sont des

essais de chauffage par palier, à l'exception de l'essai 11 où les deux modes de chauffage ont été appliqués.

La déformation volumique du sol est déterminée par mesure interne ou externe. La mesure interne est basée sur la variation de l'eau dans le GDS de contre pression suivant la méthode proposée par Campanella et Mitchell (1968).

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V_{dr} - (\alpha_w V_w + \alpha_s V_s)\Delta T}{V}$$

Où :

$\alpha_{s,w}$: coefficient d'expansion thermique respectivement du squelette solide et de l'eau libre ;

$V_{s,w}$: volume respectivement du squelette solide et de l'eau libre ;

ΔT : variation de température ;

V : volume de l'échantillon.

Pour α_s et α_w, les valeurs proposées par Sultan et al. (2002), $\alpha_s=10^{-5}$ ($°C^{-1}$), $\alpha_w= 1,7 \times 10^{-4}$ ($°C^{-1}$) sont considérées. Les calculs de la déformation volumique suivant Baldi et al. (1988), qui sont supposés tenir compte de l'effet de l'eau absorbée, donnent des valeurs très proches de celles trouvées suivant la méthode de Campanella et Mitchell (1968), en accord avec l'analyse par Delage et al. (2000).

La Figure 4- 19 présente la déformation volumique d'un essai typique de chauffage à vitesse constante (essai 7). En se basant sur les travaux de Sultan (1997), on a choisi une vitesse de chauffage de 0,28 °C/h. Après avoir été saturé sous une contrainte effective isotrope de 2,5 MPa, le sol était considéré comme surconsolidé avec R_{OC} = 2 (la pression de préconsolidation est égale à 5 MPa, voir chapitre 5). L'échantillon de sol a été chauffé depuis température initiale (25 °C) jusqu'à 76 °C. La température finale a été ensuite maintenue constante pour vérifier la stabilité de la déformation volumique. La Figure 4- 19 montre la contraction volumique : les pentes de déformation $\frac{d\varepsilon_v}{dt}$ données par la mesure interne et externe valent respectivement 3,75 et 4,85 ($10^{-8}s^{-1}$) quand la température est constante à 76 °C.

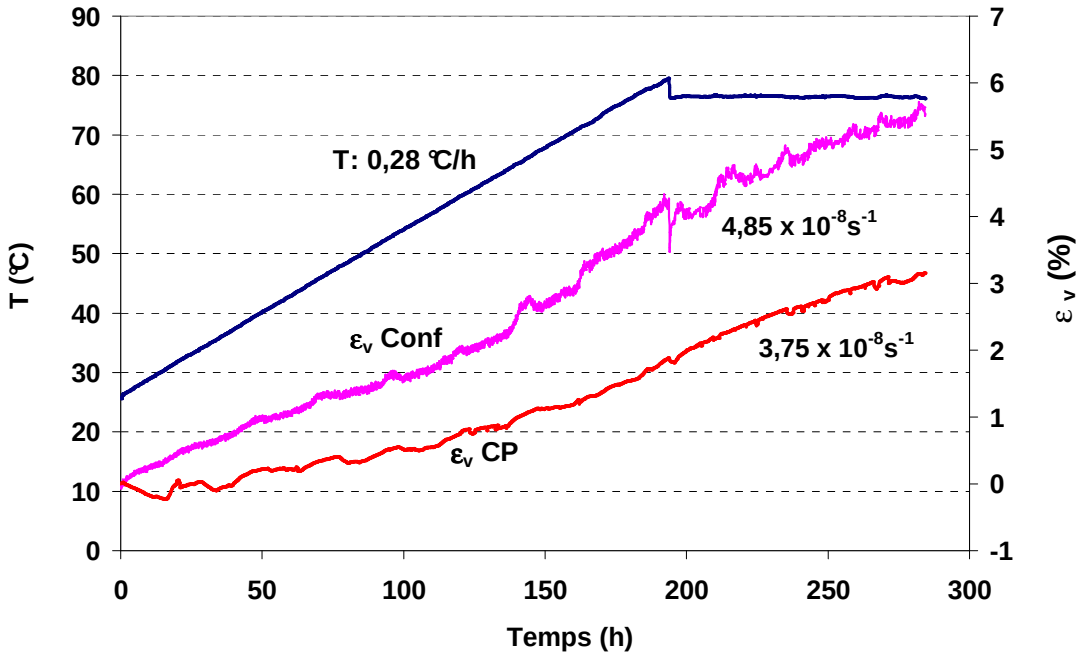


Figure 4- 19. Essai de chauffage drainé sous p' = 2,5 MPa (essai 7)

La pente de déformation élevée ($\frac{d\varepsilon_v}{dt}$ = 3,75-4,85 x $10^{-8}s^{-1}$) observée à la fin du chauffage montre que la vitesse appliquée (0,28 °C/h) n'est probablement pas assez faible. Pourtant, Delage et al. (2000) ont observé que cette vitesse permettait d'assurer une consolidation complète du sol. Ceci confirme une fois de plus l'influence significative de la méthode de saturation sur le comportement du sol dans les essais de chauffage.

La Figure 4- 20 et la Figure 4- 21 présentent l'évolution de la déformation volumique (par mesure interne) en fonction du temps des deux essais de chauffage par paliers. Dans l'essai 13 (Figure 4- 20), l'échantillon de sol a été chauffé par paliers de 25-40-49-58-67-76 °C sous une contrainte isotrope effective constante p' = 3,5 MPa. Dans l'essai 15 (Figure 4- 21), l'échantillon de sol a été chauffé par paliers de 25 à 76,3 °C (25-39,5-48,8-58-67-76,3 °C) sous une contrainte isotrope effective constante p' = 2,5 MPa. On remarque que la différence de température entre deux paliers consécutifs n'est pas constante comme souhaitée, mais diminue quand la température augmente. Ce phénomène est expliqué par le fait qu'à haute température, la perte de la chaleur du chauffage à l'extérieur du système d'essai était plus importante. Malgré cela, la température atteinte était maintenue constante, montrant un contrôle satisfaisant de température.

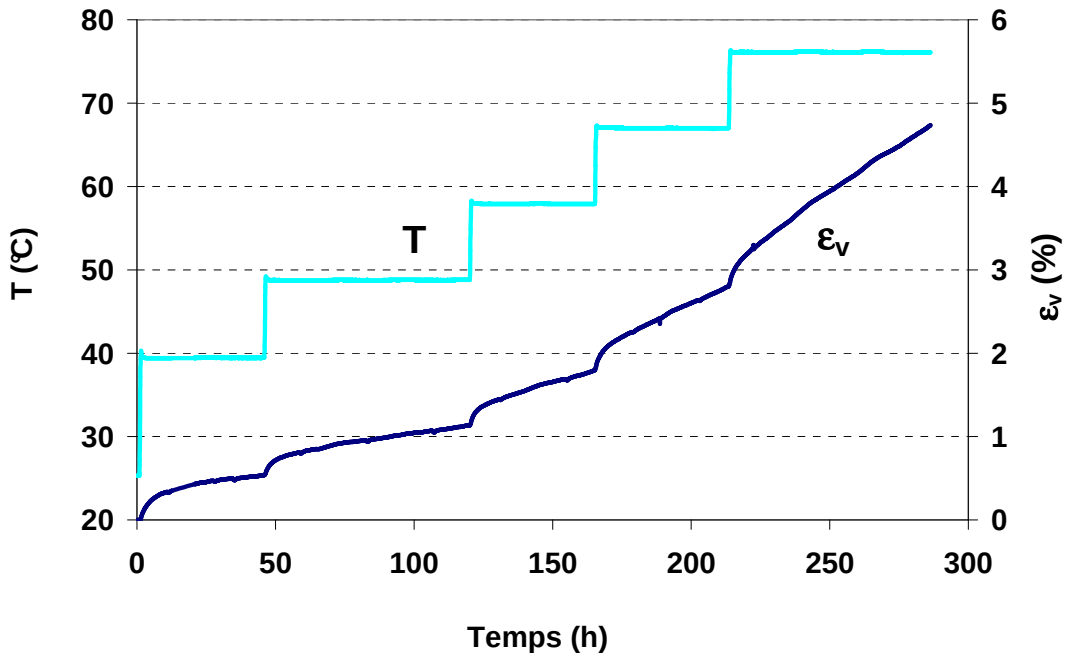


Figure 4- 20. Evolution de la déformation volumique (mesure interne) avec la température (p' = 3,5 MPa, essai 13)

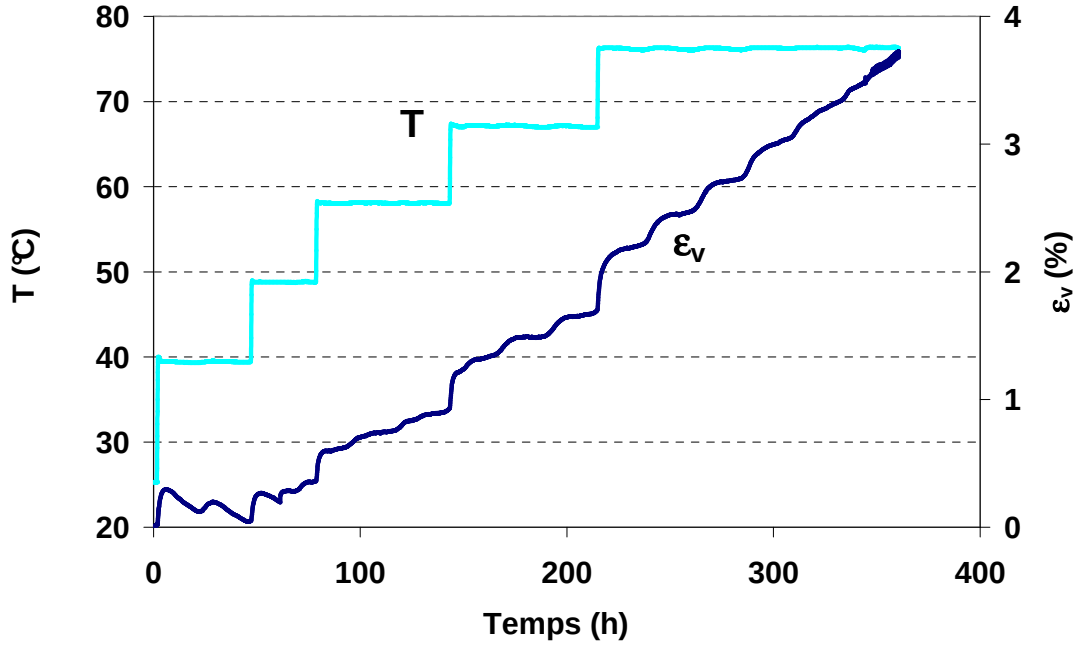


Figure 4- 21. Evolution de la déformation volumique (mesure interne) avec la température (p' = 2,5 MPa, essai 15)

Sur la Figure 4- 21, on observe un comportement de contraction pour presque tous les paliers de chauffage, sauf entre 25 et 39,5 °C où une légère dilatation apparaît, qui pourrait être attribuée au gonflement non achevé pendant la saturation, sachant que le chauffage de l'essai 15 a été lancé juste après la saturation à 2,5 MPa, sans passer par la phase de consolidation. A chaque palier de température, le comportement volumique du sol peut se diviser en deux phases. Pendant la première phase, le volume du sol se contracte presque instantanément. Après environ 10 heures, on entre dans la deuxième phase avec une contraction plus lente suivant une pente constante. Cette observation est valable pour tous les paliers de température. Il est également intéressant de noter que la pente de la déformation volumique augmente avec la température.

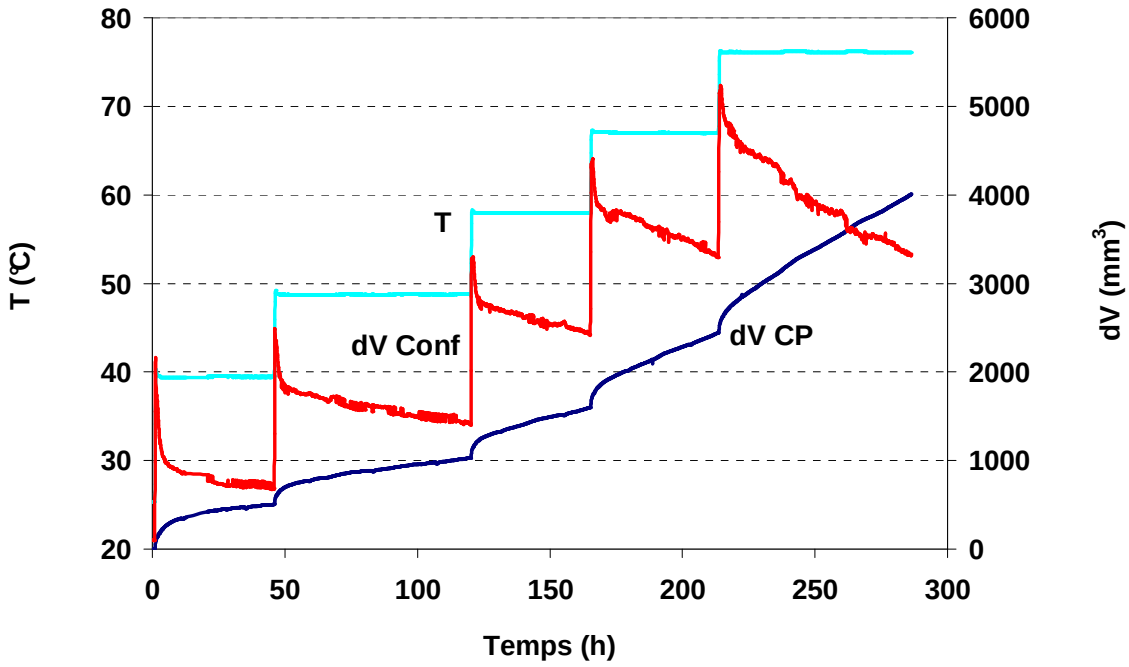


Figure 4- 22. Variation volumique du GDS de contre pression (dV CP) et du GDS de confinement (dV Conf) pendant le chauffage (essai 13)

La Figure 4- 22 et la Figure 4- 23 présentent la variation volumique donnée par le GDS de contre pression (dV CP) et par le GDS de confinement (dV Conf, valeur étalonnée) des deux essais 13 et 15 respectivement. La Figure 4- 22 montre une augmentation de « dV Conf » juste après chaque accroissement de la température, qui représente une dilatation importante de l'échantillon. Cette observation est contraire à celle donnée par la mesure interne (dV CP) qui présente une contraction. Elle est expliquée par certaines incertitudes

liées à l'étalonnage du système. Sachant que l'augmentation de la température de 25 à 80 °C peut engendrer une dilatation thermique du système de l'ordre de 50000 mm^3, beaucoup plus importante que la variation volumique de l'échantillon de sol (environ 2000 mm^3), un suivi du volume de l'échantillon par mesure externe s'avère donc inadapté. Une observation similaire est faite dans le cas de l'essai 15 (Figure 4- 23).

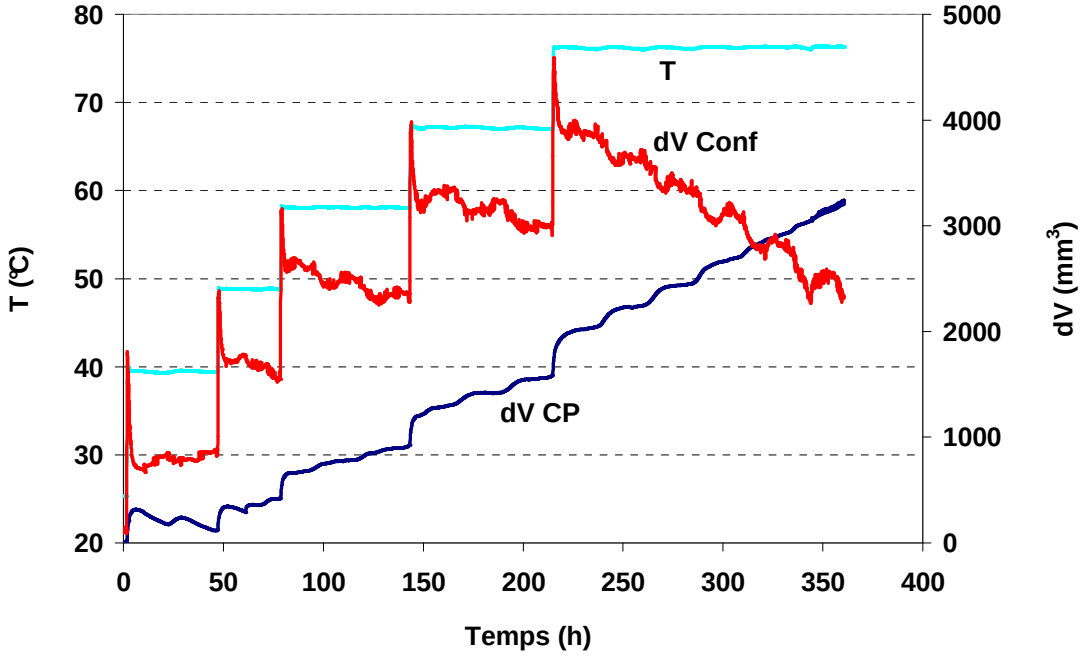


Figure 4- 23. Variation volumique du GDS de contre pression (dV CP) et du GDS de confinement (dV Conf) pendant le chauffage (essai 15)

Malgré cela, la mesure externe est bonne pour suivre la variation volumique du sol à température constante. La variation volumique du GDS de confinement renforce l'observation donnée par la mesure interne du GDS de contre pression. En fait, à chaque température constante qui suit un palier de chauffage, le volume du GDS de confinement diminue, montrant une contraction de l'échantillon de sol. Cette contraction suit une pente constante et ne se stabilise pas avec le temps. La pente de contraction est d'autant plus importante que la température est élevée.

Deux mécanismes peuvent expliquer l'évolution continue de la déformation à la fin de l'élévation de température. Le premier est lié à la déformation volumique suite aux réarrangements des particules argileuses sous l'effet thermique, ce qui correspond au comportement différé ou fluage. Ce mécanisme peut expliquer également le comportement

visqueux déjà observé par plusieurs auteurs (Chapitre 1). Le deuxième est lié à la faible perméabilité du sol, rendant plus longue la dissipation de la pression interstitielle. Le premier mécanisme, lié au fluage, semble être plus pertinent pour expliquer le taux de déformation constant obtenu à température et pression effective constantes.

En plus des essais présentés, d'autres essais de chauffage ont été également réalisés à différentes contraintes isotropes effectives. Le Tableau 4- 4 récapitule tous ces essais avec les taux de déformation différée sous température constante à la fin de chaque palier de température.

Tableau 4- 4. Essais de chauffage à différentes pressions effectives

Essai	**p' (MPa)**	**T_i (°C)**	**T_f (°C)**	**°C/h**	**$\dot{\varepsilon}_{vCP}$ (x100)**	**$\dot{\varepsilon}_{vConf}$ (x100)**
Essai 5	2,5	25S	80	0,45	8,26	4,39
Essai 7	2,5	25	76	0,28	3,25	4,21
Essai 11a	4,0	25	40	CD	0,08	0,11
Essai 11a	4,0	40	53	0,28	0,33	0,41
Essai 11a	4,0	53	67	CD	2,36	2,75
Essai 11b	4,0	25	40	CD	0,17	0,24
Essai 11b	4,0	40	49	CD	0,30	0,39
Essai 11b	4,0	49	58	CD	0,64	1,18
Essai 12	3,0	55	70	CD	1,68	4,34
Essai 12	3,0	70	80	CD	12,55	9,77
Essai 12	3,0	80	70	CD	12,24	9,10
Essai 13	3,5	25	40	CD	0,14	0,12
Essai 13	3,5	40	49	CD	0,44	0,47
Essai 13	3,5	49	58	CD	1,49	1,45
Essai 13	3,5	58	67	CD	3,11	3,17
Essai 13	3,5	67	76	CD	5,87	6,63
Essai 15	2,5	39,5	48,8	CD	0,27	0,50
Essai 15	2,5	48,8	58	CD	0,63	0,77
Essai 15	2,5	58	67	CD	1,26	2,07
Essai 15	2,5	67	76,3	CD	3,29	3,77

p' : pression effective sous laquelle l'échantillon est chauffé

$T_{i,f}$ (°C) : température respectivement au début et à la fin du chauffage

°C/h : mode de chauffage (à une vitesse constante ou par paliers (CD))

$\dot{\varepsilon}_{vCP}$, $\dot{\varepsilon}_{vConf}$: taux de déformation à la fin du chauffage/refroidissement obtenus par mesures internes (GDS de contre pression) et externes (GDS de confinement).

Après avoir été saturés sous une pression effective de 2,5 MPa suivant la procédure présentée dans le Chapitre 3, les échantillons ont été consolidés à plusieurs contrainte

effectives isotropes différentes (de 2,5 à 4 MPa), puis chauffés soit par paliers, soit à vitesse constante (0,45 ou 0,28 °C/h). L'échantillon de l'essai 5 a été chauffé à une vitesse de 0,45 °C/h, plus élevée que dans l'essai 7, ce qui explique un taux de déformation différée plus important. L'essai 11 a été réalisé en deux étapes à cause d'une coupure d'électricité à la fin du chauffage à 67 °C : l'essai 11a (avant la coupure, 25-40-53-67 °C) ; l'essai 11b (après la coupure, 25-40-49-58 °C). Après chaque palier de chauffage (normalement de l'ordre de 10 °C), un temps d'attente d'environ 5 jours a été adopté afin de pouvoir déterminer le taux de déformation volumique différée du sol par deux mesures : par l'intérieur, $\dot{\varepsilon}_{vCP} = \frac{d\varepsilon_{vCP}}{d\ln t}$, et par l'extérieur, $\dot{\varepsilon}_{vConf} = \frac{d\varepsilon_{vConf}}{d\ln t}$.

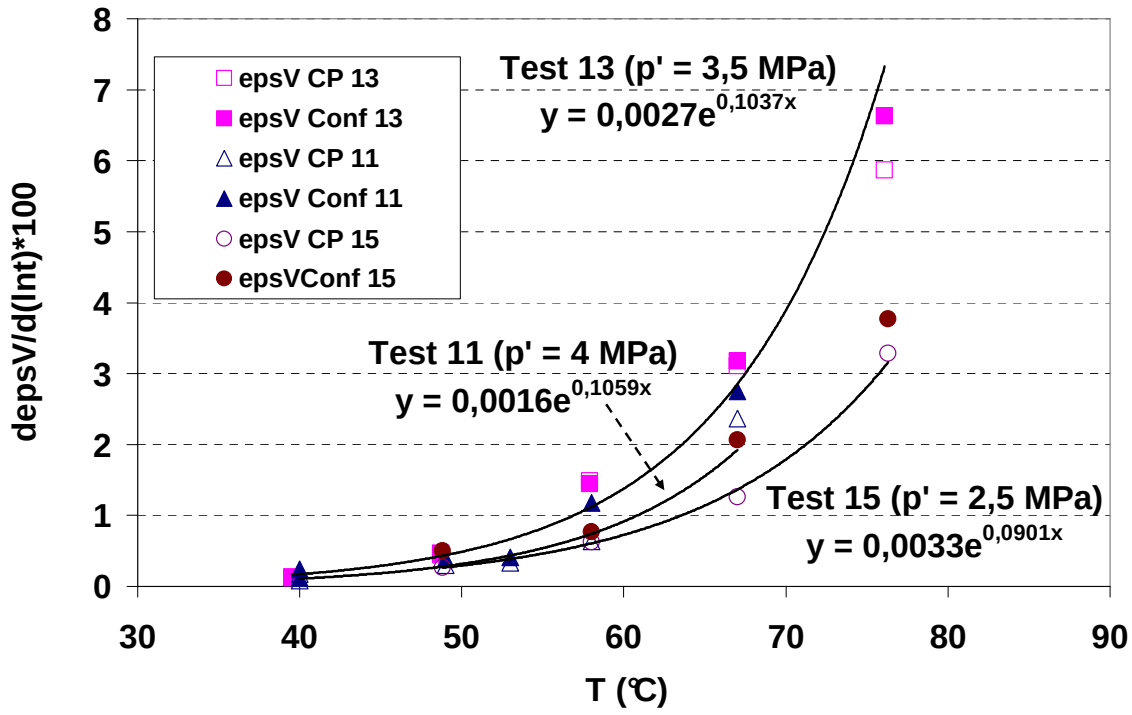


Figure 4- 24. Taux de déformation à différentes températures

Les résultats des trois essais 11, 13, 15 sont regroupés sur la Figure 4- 24, qui présente les taux de déformation obtenus à la fin de chaque palier de chauffage en fonction de la température. Les trois essais ont été réalisés à différentes pressions effectives : 2,5 ; 3,5 ; et 4 MPa pour respectivement les essais 15, 13, 11. On remarque sur la figure une augmentation nette du taux de déformation avec la température, avec une déformation différée plus importante à une température plus élevée. La relation entre le taux de déformation différée et

la température suit une loi exponentielle. Gasc Barbier et al. (2004) ont observé que l'augmentation de la température engendre une augmentation de la déformation déviatorique différée pour l'argile de Bure. La Figure 4- 24 montre que les valeurs données par la mesure externe (epsV Conf, symboles gras) sont en général plus importantes que celles données par la mesure interne (epsV CP, symboles creux). Cette différence montre que le changement volumique à la fin du chauffage est lié plutôt à la déformation de structure de sol qu'à l'écoulement de l'eau interstitielle. La différence entre ces deux mesures est d'autant plus importante que la température est élevée, montrant une nette influence de la température sur le comportement différé du sol.

Tableau 4- 5. Valeurs de a_c et de b_c des essais de chauffage à différentes pressions effectives

Test	p' (MPa)	a_c	b_c
15	2,5	0,0033	0,0901
13	3,5	0,0027	0,1037
11	4	0,0016	0,1059

D'après la Figure 4- 24, les taux de déformation différée obtenus par la mesure interne (GDS de contre pression) en fonction de la température peuvent s'exprimer par l'équation : $\dot{\varepsilon}_{vCP} = \frac{d\varepsilon_{vCP}}{d\ln t} = a_c \exp(b_c T) \times 10^{-2}$. Le Tableau 4- 5 résume les valeurs de a_c et de b_c obtenues des essais 11, 13, 15. On observe une diminution de a_c et une augmentation de b_c avec l'augmentation de la pression effective p'.

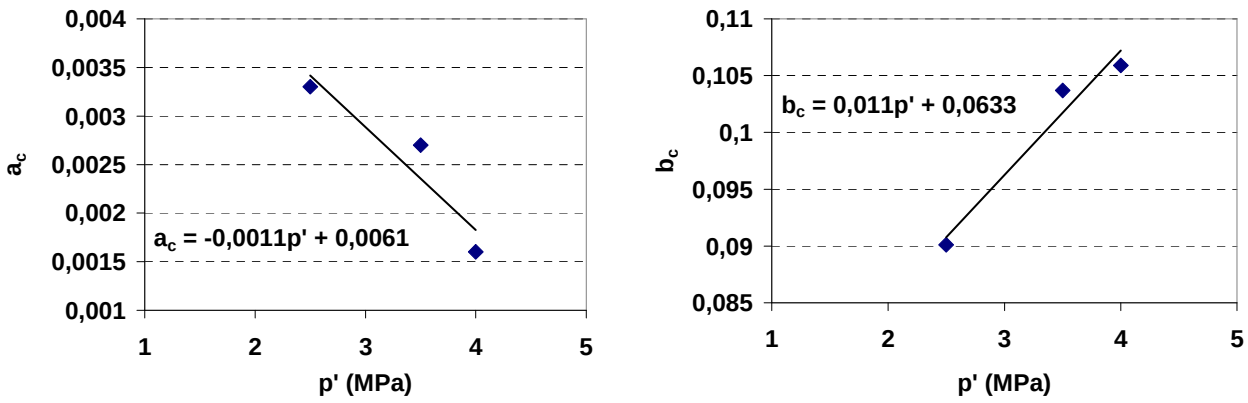


Figure 4- 25. Relation entre a_c, b_c et la pression effective p'

La Figure 4- 25 présente la relation entre les deux valeurs a_c et b_c et la pression effective p'. D'après la figure, les relations linéaires suivantes peuvent être adoptées pour décrire les variations de a_c et b_c en fonction de la pression effective p' (en MPa).

$a_c = -0{,}0011p' + 0{,}0061 = a_{c1}p' + a_{c2}$

$b_c = 0{,}011p' + 0{,}0633 = b_{c1}p' + b_{c2}$

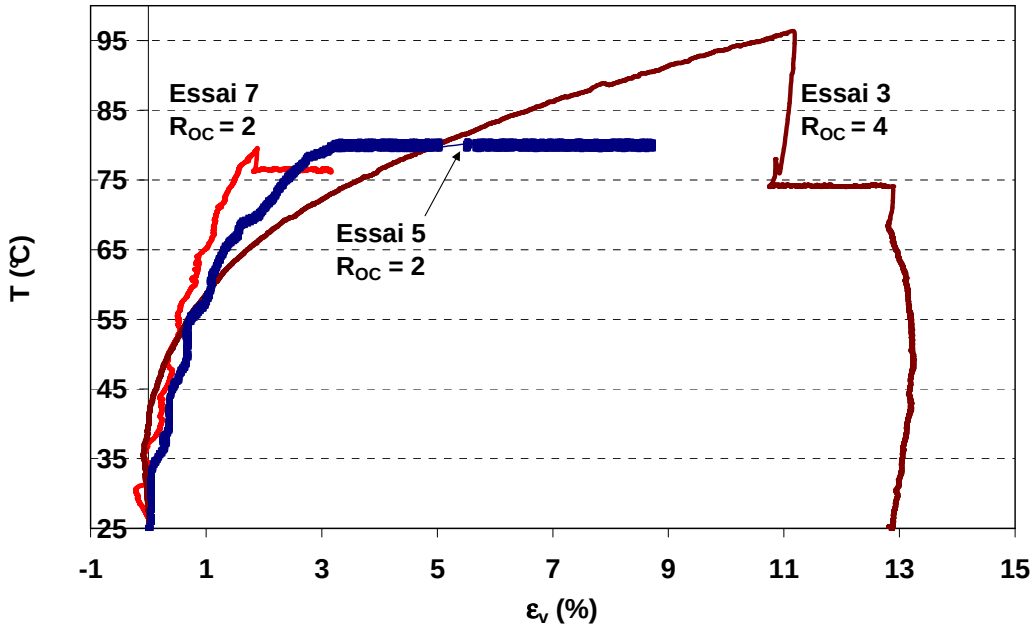


Figure 4- 26. Déformation volumique due au chauffage à vitesse constante

La Figure 4- 26 présente la déformation volumique du sol en fonction de la température dans les essais de chauffage à vitesse constante : 0,28°C/h pour l'essai 3 et 7 ; 0,45 °C/h pour l'essai 5. Les deux essais 5 et 7 ont été réalisés à une contrainte effective isotrope égale à 2,5 MPa (R_{OC} = 2). L'échantillon de l'essai 3 a suivi en revanche un cycle de chargement et déchargement de 2,5-10-2,5 MPa (R_{OC} = 4). On observe en général une contraction du sol suite au chauffage. Une dilatation légère a été enregistrée au début de l'augmentation de la température dans l'essai 3 avec l'échantillon surconsolidé à R_{OC} = 4. La dilatation observée au début de l'essai 7 est plutôt attribuée à une certaine incertitude de la méthode de mesure. En fait, le volume de l'eau dans le GDS de contre pression dans l'essai 7 a fluctué légèrement avec la variation de la température entre jour et nuit, ce qui pourrait affecter les résultats obtenus, en particulier au début du chauffage. La dilatation observée pendant le chauffage du sol surconsolidé a été aussi observée par plusieurs auteurs (Baldi et al., 1988 ; Towhata et al., 1993 ; Sultan et al., 2002 ; Cekerevac et Laloui, 2004 ; Abuel-Naga et al., 2007). A température constante, une évolution de la déformation a été enregistrée dans les trois essais.

Les résultats des essais de chauffage par paliers (essai 13, essai 15) sont présentés sur la Figure 4- 27. L'essai 13 s'est fait à p' = 3,5 MPa (R_{OC} = 1,4), l'essai 15 à p' = 2,5 MPa

(R_{OC} = 2). Comme montré sur la Figure 4- 20 et la Figure 4- 21, le comportement du sol, qui n'est que contractant, se divise en deux parties : la première est une contraction presque instantanée, la deuxième est une contraction qui évolue avec le temps ; cette contraction différée est largement prépondérante.

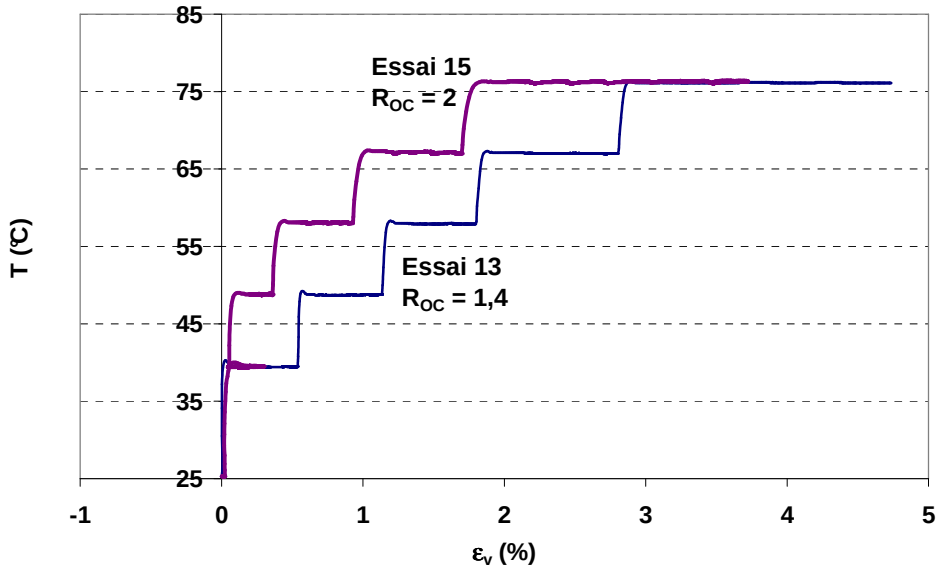


Figure 4- 27. Déformation volumique due au chauffage par paliers

4.5 Courbes de compression isotrope

On présente d'abord les essais de consolidation suivant la procédure de saturation sous une contrainte effective isotrope de 2,5 MPa (essais 3, 5, et 12) ; on aborde ensuite les deux essais de consolidation sous une faible contrainte effective isotrope de 0,1 MPa (essais 1 et 2). Les détails sur la phase de consolidation (vitesse, méthode de mesure, etc.) ont été présentés dans précédemment. Ici, on se concentre sur les courbes de compression e-logp' qui permettent de déterminer la limite élastique (p'_c) et les paramètres de compressibilité du sol. Les caractéristiques de l'échantillon de chaque essai sont présentées en détail en Annexe 2.

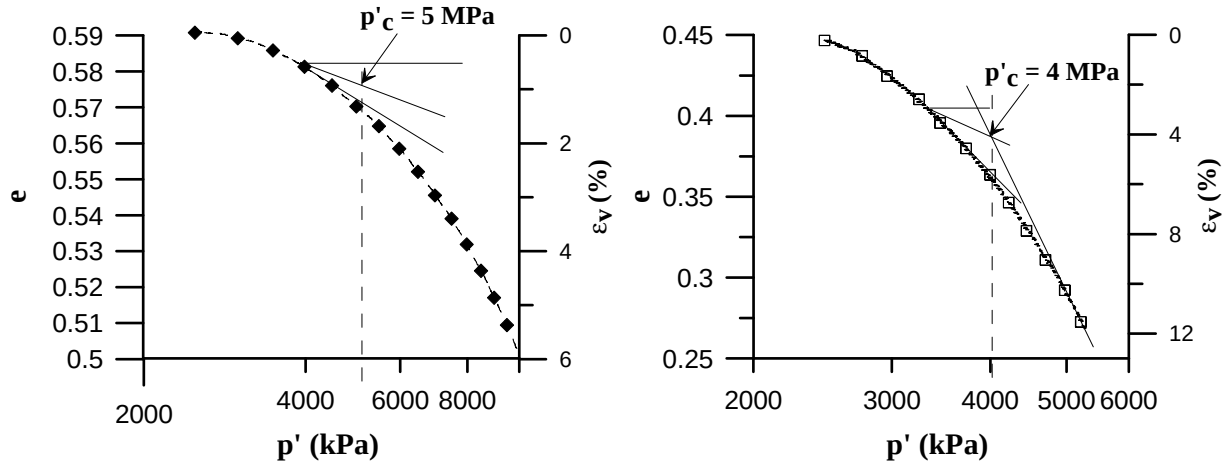


Figure 4- 28. Courbe de compression isotrope à 25 °C (essai 3 à gauche) et 80°C (essai 5 à droite)

La Figure 4- 28 présente la courbe de compression isotrope des échantillons de l'essai 3 (à gauche) et de l'essai 5 (à droite). Les deux échantillons ont été saturés sous 2,5 MPa de contrainte effective isotrope. L'échantillon de l'essai 3 a été chargé à 25°C à une vitesse de compression de 0,5 kPa/mn, tandis que celui de l'essai 5 a été chauffé à 80 °C avant compression à la même vitesse. La variation volumique présentée est obtenue par le GDS de contre pression, faute de résultat d'étalonnage de la cellule isotrope où s'est déroulé ce test (voir Tableau 4-1). L'application de la méthode de Casagrande a permis de déterminer la limite élastique p'_c, qui est égale à 5 MPa pour l'essai 3 et 4 MPa pour l'essai 5 (Figure 4-28).

Un essai de compression isotrope avec une vitesse de compression de 0,2 kPa/mn a été réalisé à 70°C (essai 12). Sa courbe est présentée sur la Figure 4- 29 avec celle de l'essai 5 à 80°C. Dans l'essai 12, la consolidation a été réalisée en palier de 2,5 à 3 MPa ensuite à vitesse constante. La pression de préconsolidation déterminée dans l'essai 12 (70°C) est de 4,5 MPa, légèrement plus forte que la valeur de 4 MPa déterminée dans l'essai 5 (80°C).

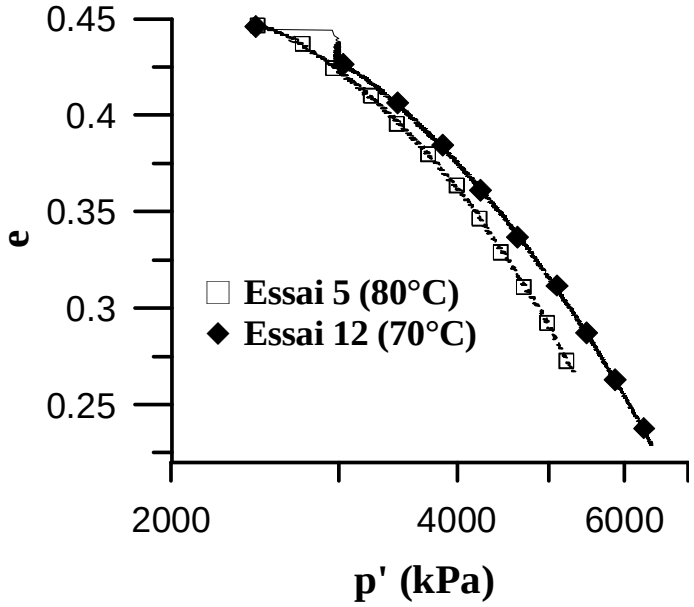


Figure 4- 29. Courbe de compression isotrope à 80°C (essai 5, 0,5 kPa/mn) et à 70 °C (essai 12, 0,2 kPa/mn)

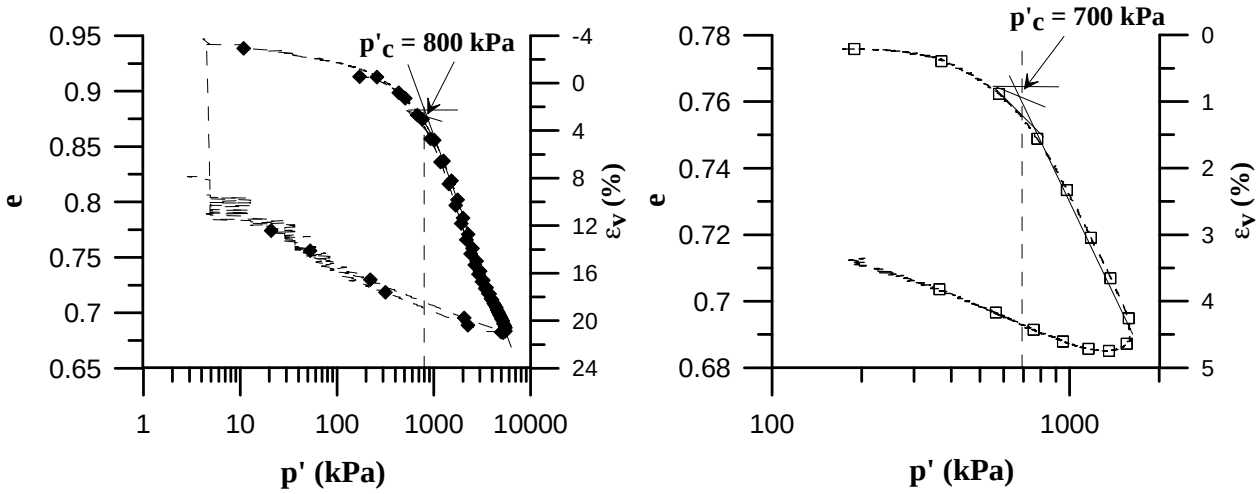


Figure 4- 30. Consolidation à 25 °C (essai 1 à gauche, essai 2 à droite)

Les résultats des deux essais de compression à 0,5 kPa/mn après saturation sous faible contrainte effective (essais 1 et 2) sont présentés sur la Figure 4- 30. La limite élastique obtenue suivant la méthode de Casagrande est d'environ 0,8 MPa pour l'essai 1 et 0,7 MPa pour l'essai 2. Dans l'essai 1 (Figure 4- 30), après un cycle de chargement et déchargement, une bonne réversibilité du comportement volumique est observée. Dans l'essai 2, on observe une évolution de la déformation volumique à la pression maximale de 1600 kPa, analogue à celle observée à la fin de l'essai 3 (voir Chapitre 4).

Pour faciliter la comparaison entre les essais, les caractéristiques des échantillons à l'état initial avant le montage et à l'état juste avant la compression sont présentées au Tableau 4- 6. On observe que dans les essais 1 et 2 (25°C), avant la phase de compression, le sol a beaucoup gonflé suite à la saturation sous faible pression effective. L'indice des vides a augmenté de 0,64 à 0,91 pour l'essai 1 et de 0,60 à 0,78 pour l'essai 2. Pourtant, dans l'essai 3 (25°C), l'indice des vides n'a diminué que de 0,62 à 0,59 après la saturation. La diminution importante de l'indice des vides dans l'essai 5 (de 0,59 à 0,45) et dans l'essai 12 (de 0,63 à 0,45) était due au chauffage de 25 °C à 80 °C (essai 5) ou à 70°C (essai 12) après la saturation.

Tableau 4- 6. Caractéristiques des échantillons à l'état initial et avant la consolidation

Essai	Etat	d(mm)	h(mm)	m(g)	w(%)	V(cm^3)	e	n
1	Initial	37,90	69,78	159,73	23,11	78,72	0,64	0,39
	Avant consolidation	40,06	73,76			92,96	0,91	0,48
2	Initial	38,00	65,00	148,92	21,21	73,72	0,60	0,38
	Avant consolidation	39,33	67,27			81,72	0,78	0,44
3	Initial	37,30	68,60	150,34	21,60	74,96	0,62	0,38
	Avant consolidation	37,08	68,20			73,66	0,59	0,37
5	Initial	37,50	71,50	158,55	19,60	78,97	0,59	0,37
	Avant consolidation	36,33	69,27			71,82	0,45	0,31
12	Initial	37,90	49,00	108,76	20,00	55,28	0,63	0,39
	Avant consolidation	36,43	47,10			49,08	0,45	0,31

Les paramètres de compressibilité peuvent aussi être déterminés à partir des courbes de compression et de gonflement. Les cinq paramètres à déterminer sont :

- la limite élastique (p'_c) ;
- le coefficient de compression (C_c) : $C_c = \Delta e/\Delta \log p'$ (sur la partie plastique) ;
- le coefficient de gonflement (C_s) : $C_s = \Delta e/\Delta \log p'$ (sur la partie élastique) ;
- la pente de compression élastique (κ) : $\kappa = \Delta v/\Delta \ln p'$ (sur la partie élastique), $v = 1 + e$, $\kappa = C_s /2,3$;
- la pente de compression plastique (λ) : $\lambda = \Delta v/\Delta \ln p'$ (sur la partie plastique), $v = 1 + e$, $\lambda = C_c /2,3$.

Les paramètres calculés sont présentés au Tableau 4- 7. Les paramètres déterminés par Coll (2005), par Sultan (1997), et par Horseman et al. (1987) sont aussi présentés pour comparaison. Dans les essais où il y a déchargement (1, 2, 3, et les essais de Coll et de Sultan), les pentes de compression élastique et les coefficients de gonflement sont déterminés à partir des parties de courbes correspondant au chargement élastique (κ_c, C_{sc}) et au déchargement (κ_d, C_{sd}).

Tableau 4- 7. Paramètres de compressibilité de l'argile de Boom

Essai	T°C	vitesse (kPa/mn)	p'_c (MPa)	C_{sc}	C_{sd}	C_c	κ_c	κ_d	λ
1	25	0,5	0,8	0,0232	0,0334	0,2217	0,0101	0,0145	0,0964
2	25	0,5	0,7	0,0069	0,0352	0,1771	0,0030	0,0153	0,0770
3	25	0,5	6	0,0483	0,0783	0,2699	0,0210	0,0341	0,1173
5	80	0,5	4	0,2773		0,7719	0,1206		0,3356
12	70	0,2	4,5	0,3708		0,8262	0,1612		0,3592
Coll (2005)	25	Paliers	5	0,0895	0,1730	0,5040	0,0389	0,0680	0,2554
Horseman et al. (1987)	25		6		0,1000	0,4100		0,0435	0,1783
Sultan (1997)	25	0,5	0,4		0,0166	0,1675		0,0072	0,0728

κ_c, κ_d : Pentes de compression élastique déterminée respectivement pendant le chargement élastique et le déchargement ;

λ : Pentes de compression plastique déterminée pendant le chargement plastique ;

C_{sc}, C_{sd} : Coefficients de gonflement déterminé respectivement pendant le chargement élastique et le déchargement ;

C_c : Coefficients de compression déterminés pendant le chargement plastique.

La comparaison entre nos résultats avec ceux de Sultan et de Coll montre une concordance satisfaisante. Les essais qui suivent la même procédure de saturation donnent des valeurs de limite élastique très proches malgré ages différents des échantillons testés, montrant que le comportement élasto-plastique du sol dépend fortement de la procédure de saturation. D'après le Tableau 4- 7, les limites élastiques des essais 1 et 2 sont du même ordre de grandeur que celle trouvée par Sultan ; toutes sont inférieures à 1 MPa, ce qui est normal sachant que tous les essais ont suivi la procédure de saturation sous une faible pression effective (0,1 MPa). Les résultats de l'essai à l'oedomètre sur un échantillon saturé avec du papier mouillé, sous p' = 0 MPa, ont donné aussi une valeur de limite élastique très petite

(0,25 MPa, voir chapitre 4), proche des valeurs trouvées dans les essais 1 et 2. Les limites élastiques déterminées par les essais 3, 5, et 12 sont du même ordre de grandeur que celle trouvée par Coll (respectivement de 5, 4, 4,5 et 5 MPa). Ces essais ont suivi la procédure de saturation sous de fortes contraintes effectives isotropes (2,5-2,3 MPa). La valeur de pression de préconsolidation de 5 MPa trouvée est cohérente avec les résultats trouvés dans la bibliographie (Horseman et al., 1987 ; Baldi et al., 1991). Avec une pression verticale effective in situ qui est égale à 2,5 MPa, l'argile de Boom est considérée comme surconsolidée avec un degré de surconsolidation $R_{OC} = 2$.

La Figure 4- 31 présente la relation entre les coefficients de compression (C_c) et de gonflement (C_{sc}) avec la température. On observe une augmentation nette des coefficients de compression (C_c) et de gonflement (C_{sc}) quand la température augmente de 25 à 76-80°C. Cette observation démontre qu'à haute température, la variation volumique du sol sous chargement et déchargement est plus importante qu'à basse température, ce qui est aussi compatible avec les observations sur le comportement volumique différé du sol qui est plus marqué quand la température augmente (voir Chapitre 4). Cette observation est cependant différente de celle de Cekerevac et Laloui (2004) sur une argile moins plastique.

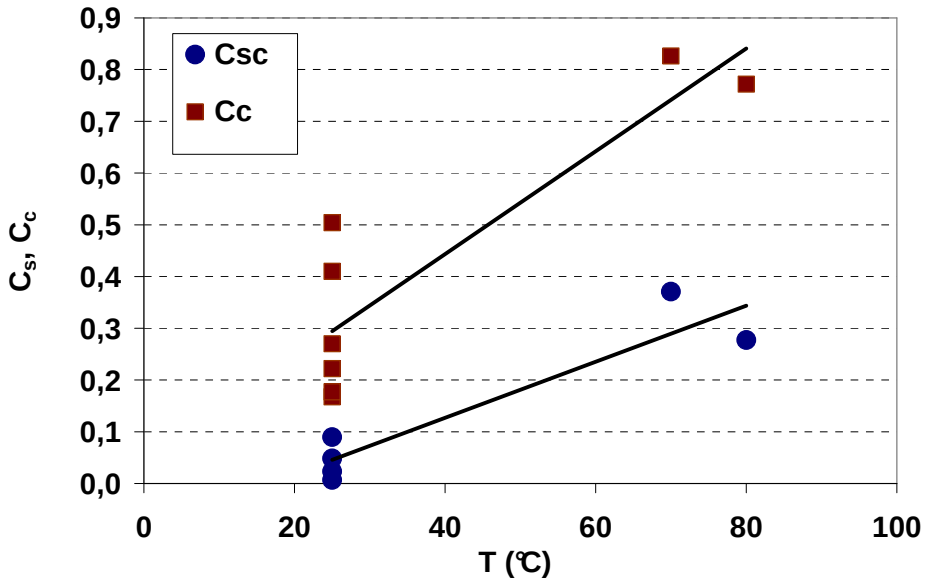


Figure 4- 31. Relation entre la température et les coefficients de compression (C_c) et de gonflement (C_{sc})

La Figure 4- 32 présente la relation entre les coefficients de compression (C_c) et de gonflement (C_{sc}) avec la contraine effective isotrope appliquée pendant la saturation (appelée

ici p'_{sat}). Nos résultats (p'_{sat} = 0,1 et 2,5 MPa), celui de Sultan (p'_{sat} = 0,1 et 2,5 MPa), et celui de Coll (p'_{sat} = 2,3 MPa) sont présentés ensemble sur la figure. Pour écarter l'effet de la température, on ne présente que les résultats des essais réalisés à 25°C. On peut observer que les coefficients de compression et de gonflement augmentent quand le sol est saturé sous une pression effective plus importante.

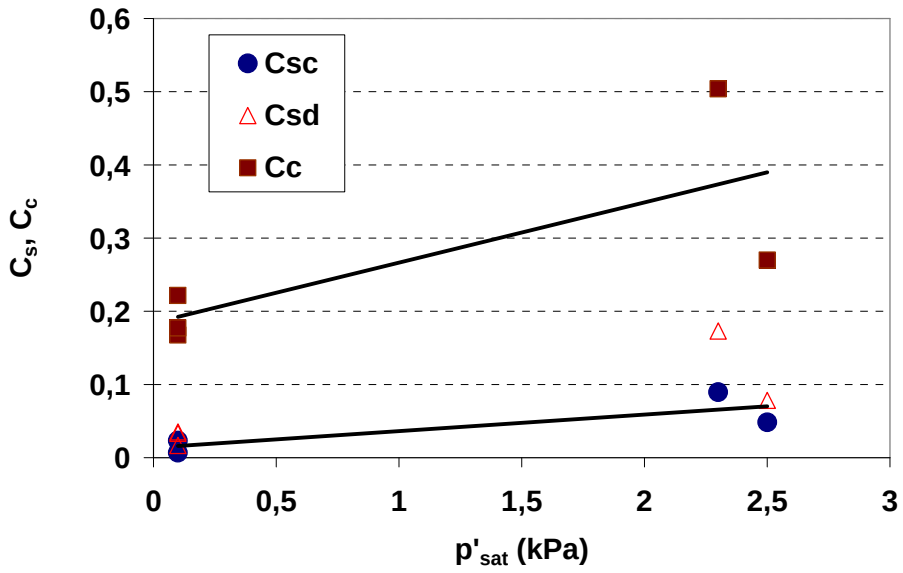


Figure 4- 32. Relation entre la pression effective de saturation et les coefficients de compression (C_c) et de gonflement (C_{sc}, C_{sd})

4.6 Conclusions

La consolidation mécanique et thermique de l'argile de Boom a été étudiée par des essais à hautes pressions et à différentes températures. On a commencé par présenter les résultats en condition isotrope, comme la réponse du sol pendant la phase de saturation, et lors de la consolidation mécanique et thermique.

Une procédure de saturation spécifique a été appliquée. Cette procédure consiste en l'application préalable d'une pression de confinement de 2,5 MPa en condition drainée ; la mise en contact entre l'eau synthétique et le sol ; la saturation par l'augmentation simultanée de la pression de confinement et de la contre pression. La différence entre ces deux pressions est maintenue constante à 2,5 MPa pendant toute l'opération de saturation. Cette procédure de saturation permet de minimiser le gonflement du sol, favorisant ainsi la préservation de son état intact. L'ensemble des résultats montre que le comportement de l'argile de Boom en

contact avec de l'eau dépend des conditions de l'essai et des caractéristiques initiales de l'échantillon.

Après la phase de saturation, plusieurs essais de consolidation mécanique isotrope, par augmentation par paliers de 0,5 MPa de pression de confinement ou à vitesse de chargement constante, ont été réalisés en cellules triaxiales. Un essai de compression unidimensionnelle a été également réalisé dans une cellule oedométrique munie d'un capteur de pression interstitielle. Les résultats des essais triaxiaux ont montré qu'une vitesse de 0,5 kPa/mn n'était pas assez faible pour assurer une dissipation complète de la pression interstitielle. La diminution de la vitesse de compression à 0,2 kPa/mn a permis d'améliorer la consolidation, et d'observer une déformation différée. Le taux de déformation différé obtenu est de l'ordre de $0{,}04\text{x}10^{-2}$ à $0{,}24\text{x}10^{-2}$ ($\dot{\varepsilon}_v = \frac{d\varepsilon_v}{d\ln t}$), cohérent avec celui trouvé avec l'essai l'oedométrique.

Des essais de chauffage par palier ou à vitesse constante sous différentes contraintes effectives isotropes ont également mis en évidence le comportement différé du sol. Premièrement, un essai de chauffage en condition non drainée a montré une augmentation constante de la pression interstitielle. Deuxièmement, tous les essais de chauffage en condition drainée ont montré une augmentation nette des taux de déformation différée avec la température. D'après les résultats expérimentaux, une loi exponentielle a été établie pour décrire la relation entre le taux de déformation différée et la température.

Cinq courbes de compression isotrope sur deux types d'échantillons ont été présentées, l'un saturé sous une faible pression effective de 100 kPa, l'autre saturé sous une pression effective de 2,5 MPa suivant la procédure définie dans la première partie de ce chapitre. Les résultats et ceux trouvés dans la bibliographie ont montré clairement que le comportement élasto-plastique du sol dépendait fortement de la procédure de saturation. D'après les résultats des essais à différentes températures (25, 70, 80°C), une diminution de la limite élastique avec l'augmentation de la température a été remarquée. On a observé également une augmentation des coefficients de compression et de gonflement avec la température plus élevée, ce qui est aussi compatible avec la déformation différée du sol observée. Une dépendance entre les coefficients de compression et de gonflement et la méthode de saturation a été également remarquée.

En général, on observe une contraction du sol suite au chauffage. Pourtant, une légère dilatation a été enregistrée au début de l'augmentation de la température sur un échantillon dont le degré de surconsolidation est relativement important (R_{OC} = 4), comportement aussi observé par plusieurs auteurs.

CHAPITRE 5. **COMPORTEMENT DEVIATORIQUE**

5.1 Introduction

Ce chapitre explore le comportement déviatorique de l'argile de Boom avec des essais de cisaillement à différentes températures. En total 11 essais de cisaillements sont présentés : 7 essais en cellule sous presse à vitesse de déformation contrôlée (variant de 0,1 à 2 μm/mn), et 4 essais en cellule autocompensée à vitesse de chargement contrôlée (0,3 kPa/mn). On a adopté une méthode de présentation des résultats permettant de suivre en même temps la variation de la contrainte isotrope effective p', du déviateur q, de la déformation volumique ε_v, et de la déformation axiale ε_a. Les essais sont présentés par groupes avec des conditions similaires. Les résultats, ainsi que les problèmes techniques sont discutés. Les paramètres liés au comportement élastique, à la variation de volume et au comportement déviatorique sont déterminés et discutés.

5.2 Résultats d'essais

Au total, 11 essais de cisaillement ont été réalisés, numérotés de 7 à 10, et de 12 à 18. Le Tableau 5- 1 présente les conditions d'essais (type de cellule triaxiale, température en °C, contrainte effective isotrope au début du cisaillement p'_0 en MPa, vitesse de cisaillement en μm/mn ou kPa/mn) et les indices des vides initiaux et finaux des échantillons (e_i et e_f). Les caractéristiques de l'échantillon de chaque essai sont présentées en détail en Annexe 2.

Les essais ont été réalisés à deux gammes de température, température ambiante de 25 °C (5 essais : 8, 9, 10, 17, 18) et haute température de 70 à 80 °C (6 essais : 7, 12, 13, 14, 15, 16). On peut remarquer sur le Tableau 5- 1 que les valeurs de température obtenues dans la cellule autocompensée égalent exactement celles imposées (25, 70, 80 °C). En revanche, dans la cellule sous presse, au lieu de 80 °C, la température n'a atteint que des valeurs variant de 76 à 76,3 °C. Néanmoins, malgré cette différence, la température atteinte était constante.

Deux types de cisaillement ont été adoptés : cisaillement à vitesse de déplacement axial contrôlé (μm/mn) pour des essais réalisés en cellule sous presse (7 essais), cisaillement à vitesse de chargement axial contrôlé (kPa/mn) pour des essais en cellule autocompensée (4 essais). Tous les essais ont été réalisés en condition drainée, i.e. les drainages supérieurs et inférieurs ouverts, avec donc la relation à $dq/dp' = 3$.

Tableau 5- 1. Récapitulatif des essais de cisaillement réalisés

	Cellule	T (°C)	p'_0 (MPa)	Vitesse	e_i	e_f
Essai 7	Sous presse	76,1	2,5	2,0 µm/mn	0,50	0,47
Essai 8	Autocompensée	25,0	3,5	0,3 kPa/mn	0,60	0,58
Essai 9	Sous presse	25,0	2,5	1,0 µm/mn	0,61	0,59
Essai 10	Sous presse	25,0	3,5	0,9 µm/mn	0,59	0,56
Essai 12	Autocompensée	70,0	2	0,3 kPa/mn	0,27	0,24
Essai 13	Sous presse	76,1	3,5	1,0 µm/mn	0,50	0,37
Essai 14	Sous presse	76,1	3,8	1,0 µm/mn	0,46	0,39
Essai 15	Sous presse	76,3	3,5	1,0 µm/mn	0,47	0,37
Essai 16	Autocompensée	80,0	3	0,3 kPa/mn	0,48	0,41
Essai 17	Autocompensée	25,0	4,5	0,3 kPa/mn	0,51	0,42
Essai 18	Sous presse	25,0	4	0,9/0,5/0,1 µm/mn	0,56	0,51

La présentation des résultats suit le schéma proposé par Moulin et al. (1989) et adopté par Sultan (1997) permettant de suivre en même temps la variation de la contrainte isotrope effective p', du déviateur q, de la déformation volumique ε_v et de la déformation axiale ε_a. Les résultats sont présentés par groupe dont les conditions sont similaires (Tableau 5- 2). Il s'agit premièrement des essais à vitesse de déformation axiale contrôlée dans la cellule sous presse : essais 9, 10 à 25 °C ; essais 15, 7, 13, 14 à 76-80 °C ; et essai 18 à 25 °C. Ensuite, ce sont les essais 8, 12, 16, 17 en cellule autocompensée, réalisés à vitesse de chargement contrôlée (0,3 kPa/mn) et à deux gammes de température, qui sont présentés.

Tableau 5- 2. Récapitulatif des 4 groupes d'essais présentés

	Cellule	T (°C)	p'_0 (MPa)	Vitesse
Essai 9, 10	Sous presse	25	2,5/3,5	1/0,9 µm/mn
Essai 15, 7, 13, 14	Sous presse	76,3/76,1/76/76	3,5/2,5/3,5/3,8	1/2/1/1 µm/mn
Essai 18	Sous presse	25	4	0,9/0,5/0,1 µm/mn
Essai 8, 12, 16, 17	Autocompensée	25/70/80/25	3,5/2/3/4	0,3 kPa/mn

5.2.1 Essai 9, 10

L'essai 9 (p'_0 = 2,5 MPa) est un essai de cisaillement typique réalisé en cellule sous presse à 25 °C, analogue à l'essai 10 (p'_0 = 3,5 MPa). Les deux échantillons ont été cisaillés à des vitesses de déplacement axial similaires (1 µm/mn pour l'essai 9 ; 0,9 µm/mn pour l'essai 10). Les résultats de l'essai 9 sont présentés sur la Figure 5- 1 ; ceux de l'essai 10 sur la Figure 5- 2. La déformation volumique a été enregistrée via la variation de l'eau interstitielle (GDS de contre pression) et la variation de l'eau extérieure (GDS de confinement).

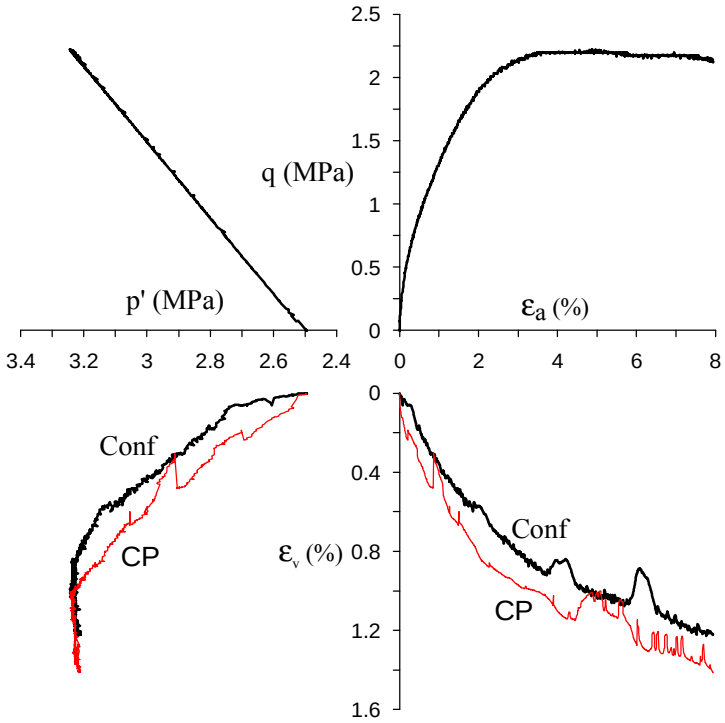


Figure 5- 1. Essai de cisaillement (essai 9) à 25°C, p'_0 = 2,5 MPa (

L'essai 9 a été effectué sous une contrainte effective isotrope initiale p'_0 = 2,5 MPa (R_{OC} = 5/2,5 = 2). Sur la Figure 5- 1 on peut distinguer trois phases de comportement lié à la relation entre le déviateur q et la déformation axiale ε_a. La première phase, très brève, correspond à une variation quasiment linéaire entre le déviateur et la déformation axiale (ε_a < 0,06%). Ensuite, une variation non linéaire est observée (0,06% < ε_a < 3,5 %). Enfin, à partir de ε_a = 3,6 %, le déviateur devient quasi constant jusqu'à la fin de l'essai. La déformation volumique est contractante et tend à se stabiliser à la fin de l'essai. On observe une cohérence relativement bonne entre les deux types de mesure de volume. Pour l'essai 10 (Figure 5- 2), un comportement semblable à celui de l'essai 9 est observé : pas de pic du déviateur q,

comportement volumique contractant pendant tout l'essai. Les deux types de mesures ont donné des résultats presque identiques. Les deux essais 9 et 10 ont été arrêtés à cause d'un problème technique lié au GDS de confinement.

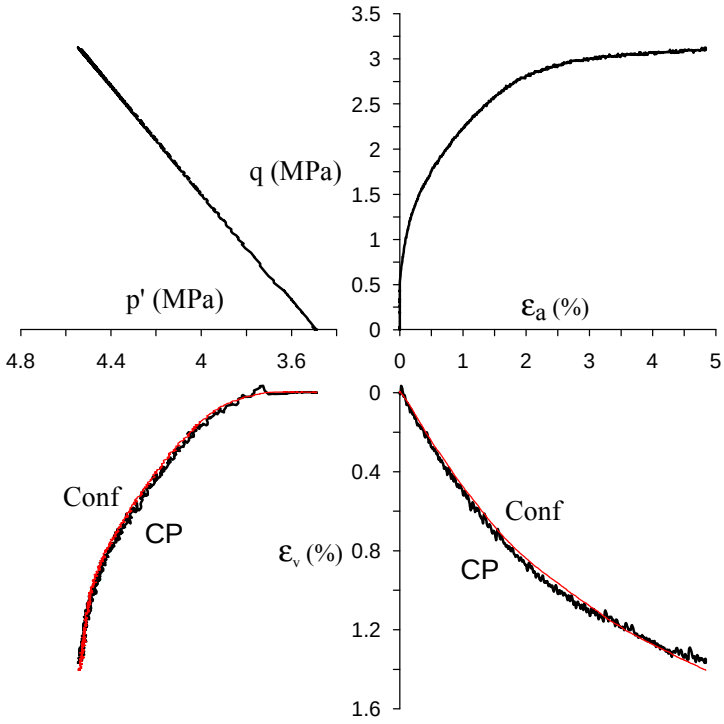


Figure 5- 2. Essai de cisaillement (essai 10) à 25°C, p'_0 = 3,5 MPa

5.2.2 Essai 15, 13, 14, 7

L'essai 15 (p'_0 = 3,5 MPa, T = 76,3 °C) est typique des essais de cisaillement à vitesse de déformation contrôlée et à température élevée (de 76 à 76,3 °C). D'autres essais du même type sont l'essai 13 (p'_0 = 3,5 MPa, T = 76,1 °C), l'essai 14 (p'_0 = 3,8 MPa, T = 76,1 °C), et l'essai 7 (p'_0 = 2,5 MPa, T = 76 °C), tous réalisés à une vitesse de déplacement axial contrôlée de 1 µm/mn, sauf l'essai 7 (2 µm/mn). La déformation volumique de tous ces essais (à part l'essai 7) a été enregistrée via la variation de l'eau interstitielle (GDS de contre pression) et la variation de l'eau extérieure (GDS de confinement).

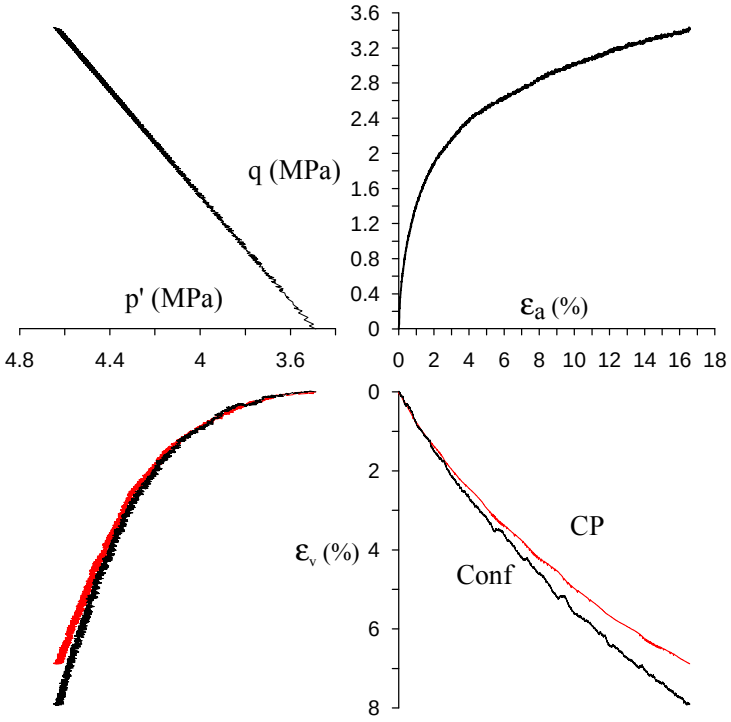


Figure 5- 3. Essai de cisaillement (essai 15) à 76,3 °C, p'_0 = 3,5 MPa

Les résultats de l'essai 15 sont présentés sur la Figure 5- 3. Le sol a été cisaillé à partir d'une pression isotrope effective initiale p'_0 = 3,5 MPa (R_{OC} = 5/3,5 = 1,4). Une bonne cohérence entre les deux types de mesure de volume est observée. Après une très brève phase linéaire, la courbe ε_a-q devient non linéaire jusqu'à une valeur de déformation axiale ε_a d'environ 6% où le déviateur q commence à augmenter presque linéairement. Pendant tout le cisaillement, la variation volumique est contractante ; comme le déviateur, elle ne semble pas se stabiliser (voir la courbe ε_a-ε_v). Un comportement semblable est observé dans l'essai 13 (Figure 5- 4) qui a été réalisé suivant les mêmes conditions (p'_0 = 3,5 MPa, T = 76 °C).

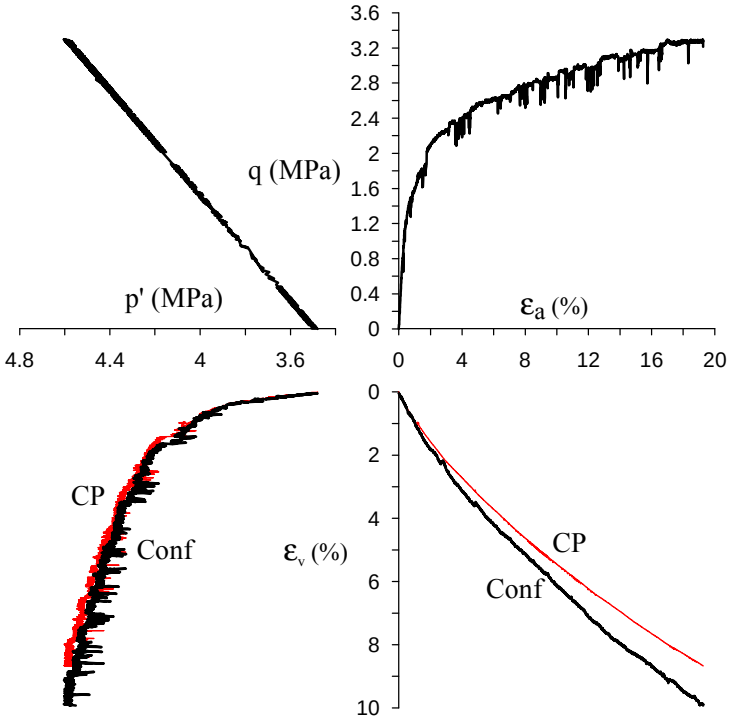


Figure 5- 4. Essai de cisaillement (essai 13) à 76,1 °C, p'_0 = 3,5 MPa

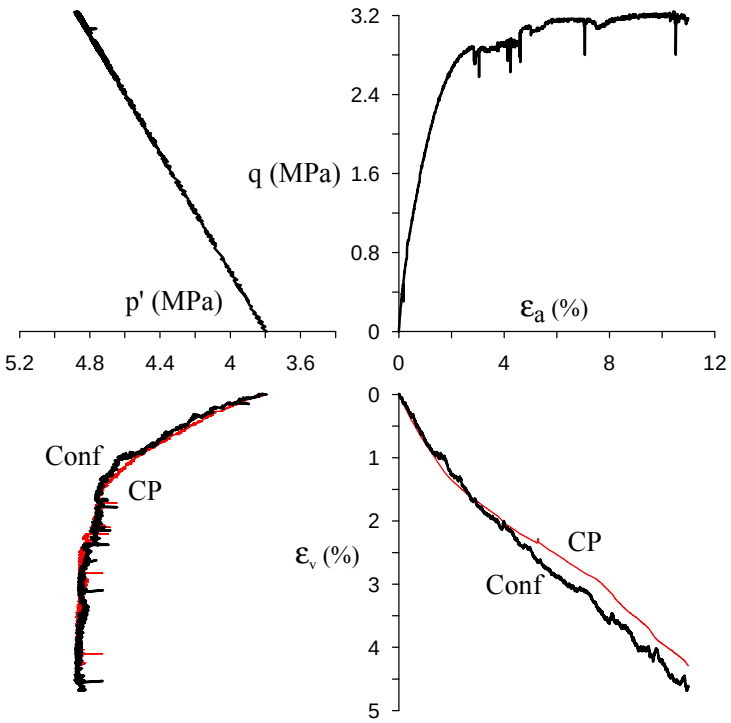


Figure 5- 5. Essai de cisaillement (essai 14) à 76,1 °C, p'_0 = 3,8 MPa

Les résultats de l'essai 14 sont présentés sur la Figure 5- 5. La figure montre qu'à partir de ε_a = 4%, la valeur du déviateur q est presque constante. L'essai a été arrêté à une déformation axiale de 11 %. La déformation volumique est contractante et ne se stabilise pas à la fin de l'essai.

Les résultats de l'essai 7 sont présentés sur la Figure 5- 6. Comme dans l'essai 14, le déviateur q se stabilise à la déformation axiale ε_a = 4%. On observe ensuite à ε_a = 7,4% une baisse du déviateur q ; quand ε_a est supérieure à 8%, le déviateur q remonte et semble se stabiliser à 2,2 MPa. Cette chute du déviateur semble plutôt liée à un problème de mesure qu'au comportement du sol. Le cisaillement a été arrêté à une déformation axiale de 11 %. La déformation volumique est contractante pendant tout l'essai et tend à se stabiliser à la fin de l'essai. On observe une cohérence relativement bonne entre les deux mesures à petite déformation. Alors qu'à une déformation plus importante, la mesure externe n'est plus valable à cause d'une détérioration de l'enregistrement du volume de GDS de confinement. Au démontage, l'échantillon avait la forme d'un tonneau avec un diamètre au milieu légèrement plus grand (Figure 5- 19). Aucun plan de rupture n'a été observé, montrant une rupture du sol type ductile et confirmant que la chute du déviateur q sur la courbe q-ε_a n'était pas liée au comportement du sol.

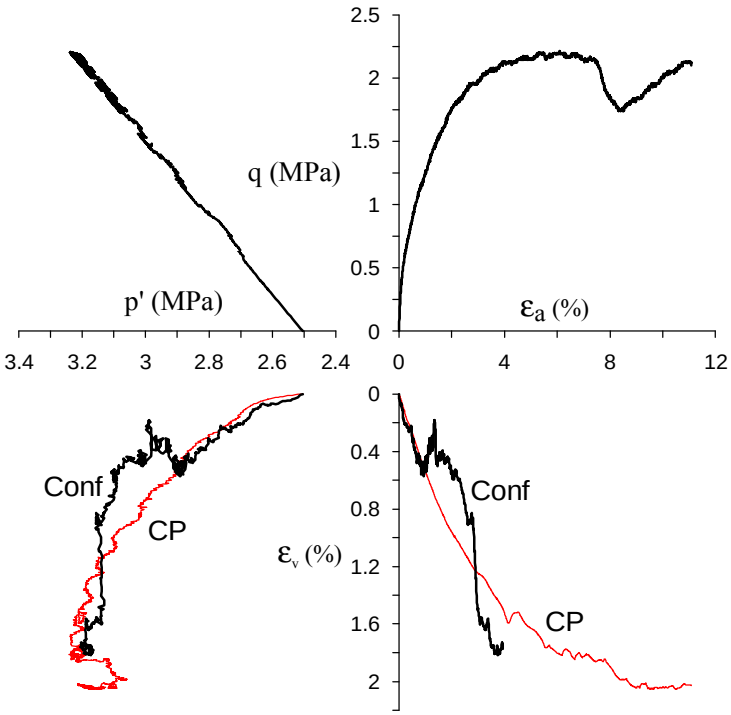


Figure 5- 6. Essai de cisaillement (essai 7) à 76 °C, p'_0 = 2,5 MPa

5.2.3 Essai 18

Un essai de cisaillement (essai 18) à trois vitesses de déplacement axial différentes (0,9/0,5/0,1 µm/mn) a été réalisé en cellule sous presse. L'échantillon de sol a été cisaillé à 25 °C et sous une contrainte effective moyenne initiale p'_0 de 4 MPa (R_{OC} = 5/4 = 1,25).

La Figure 5- 7 présente les résultats de l'essai 18. On peut observer que la courbe ε_a-q, après une brève phase linéaire au début, devient non linéaire. Suite à la diminution de vitesse de cisaillement de 0,9 à 0,5 µm/mn (ε_a = 2 %), une chute légère du déviateur est observée. Cette baisse du déviateur n'a pas influencé significativement sur la déformation axiale, probablement en raison du fluage. Après la chute, la courbe ε_a-q remonte avec une allure générale qui tend vers la stabilisation. Un comportement semblable a été observé quand la vitesse de cisaillement diminuait de 0,5 à 0,1 µm/mn (ε_a = 4,7 %). Le comportement volumique du sol est contractant pendant tout l'essai ; la pente de la courbe ε_a- ε_v croît à chaque baisse de vitesse de cisaillement.

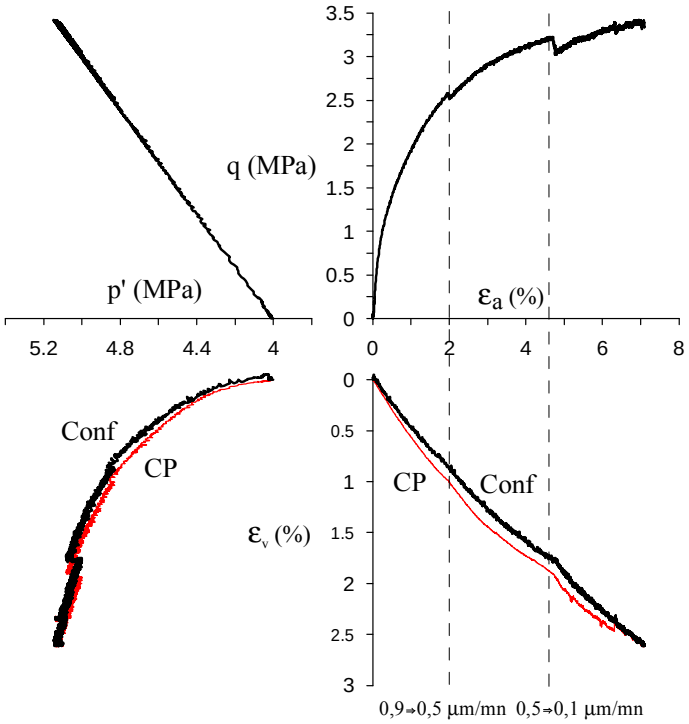


Figure 5- 7. Essai de cisaillement (essai 18) à 25°C, p'_0 = 4,0 MPa

5.2.4 Essai 8, 16, 12, 17

L'essai 8 (p'_0 = 3,5 MPa, T = 25 °C) a été réalisé à vitesse de chargement contrôlée (dq/dt = 0,3 kPa/mn) en cellule autocompensée. D'autres essais du même type sont l'essai 16 (p'_0 = 3 MPa, T = 80°C), l'essai 12 (p'_0 = 2 MPa, T = 70°C), et l'essai 17 (p'_0 = 4 MPa, T = 25°C). La déformation volumique a été suivie à la fois par l'extérieur (GDS de confinement) et l'intérieur (GDS de contre pression). Les résultats des essais 8, 12, 16, et 17 sont présentés respectivement sur les figures 5- 13 à 5- 16.

L'échantillon de sol de l'essai 8 a été cisaillé en condition drainée et sous contrainte effective moyenne initiale p'_0 de 3,5 MPa (R_{OC} = 5/3,5 = 1,4). A cause d'une fuite, l'essai a du être arrêté avant que la plasticité n'apparaisse. Le taux de déformation axiale initiale identifié est de 0,13 µm/mn. Comme l'échantillon n'a pas atteint le point de limite élastique, les résultats obtenus de cet essai servent à déterminer les caractéristiques élastiques du sol.

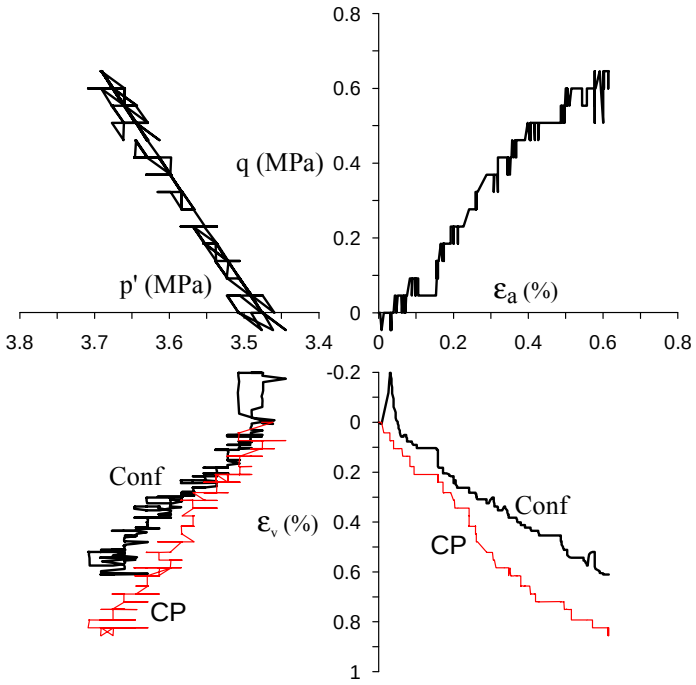


Figure 5- 8. Essai de cisaillement (essai 8) à 25°C, p'_0 = 3,5 MPa

Les résultats de l'essai 16 (p'_0 = 3 MPa, T = 80°C) sont présentés sur la Figure 5- 9. A cause d'un problème du GDS de confinement, la pression de confinement a chuté de 3 MPa à 2,6 MPa pendant le cisaillement, causant une diminution de p' sur la courbe p'-q. Ce GDS a été réparé après 30 heures ; la pression de confinement a été remontée à sa valeur initiale de 3 MPa. A cause de ce problème, la déformation volumique de l'échantillon n'a été ensuite

mesurée que par le GDS de contre pression. Il est intéressant de noter que quand p' diminue et q continue d'augmenter, le volume de l'échantillon (donné par le GDS de contre pression CP) est quasiment constant (voir la courbe ε_a-ε_v), tandis que la déformation axiale augmente. Quand p' remonte après la réparation du GDS, la contraction de l'échantillon réapparait. Cette observation montre une forte dépendance du comportement volumique vis-à-vis de la contrainte isotrope p'.

Quand ε_a = 6,5%, on a observé une chute du déviateur, qui n'est pas montrée sur la Figure 5- 9, suite à un problème technique du système d'acquisition lié directement à l'arrêt du GDS de contre pression. Au démontage, une rupture fragile de l'échantillon a été observée : la membrane déchirée a montré un plan de rupture très net (Figure 5- 19). En fait, la rupture des membranes a permis le contact entre l'eau interstitielle et l'eau de confinement, provoquant l'égalité de la contre pression avec la pression de confinement. Cette pression dépassait la limite du GDS de contre pression, expliquant son arrêt immédiat.

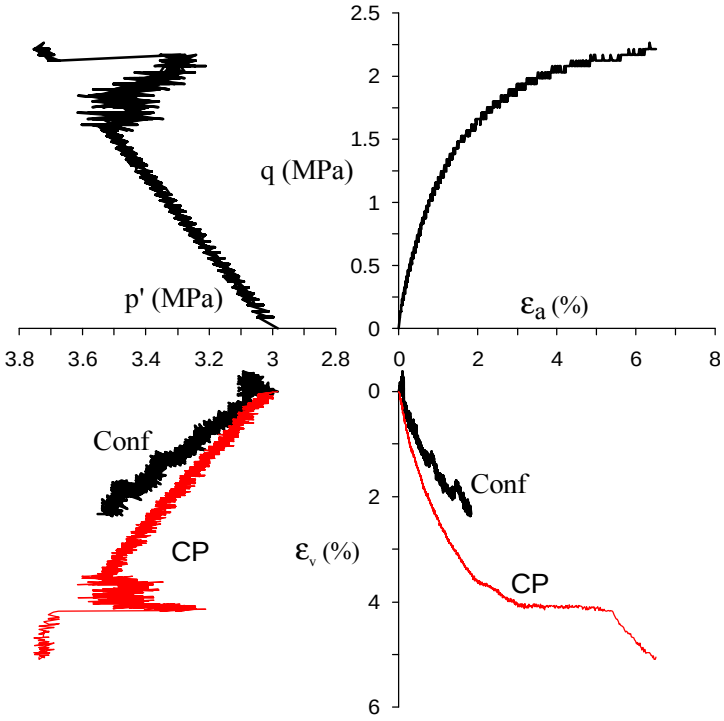


Figure 5- 9. Essai de cisaillement (essai 16) à 80 °C, p'_0 = 3,0 MPa

Les résultats des essais 12 et 17 sont présentés sur la Figure 5- 10 et la Figure 5- 11. Pendant ces deux essais, malheureusement, l'enregistrement de la déformation axiale s'est interrompu, donc la valeur ε_a n'a pas été obtenue. Malgré cela, les deux courbes p'-q et p'-ε_v

restant permettent de comprendre le comportement volumique élastique de sol, et de comparer avec d'autres résultats, notamment avec ceux de l'essai 8.

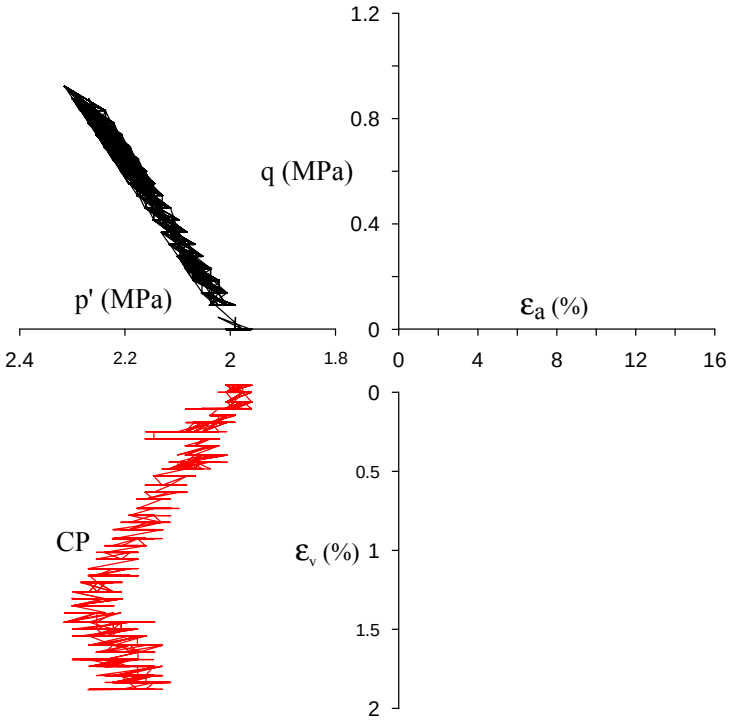


Figure 5- 10. Essai de cisaillement (essai 12) à 70 °C, p'_0 = 2,0 MPa

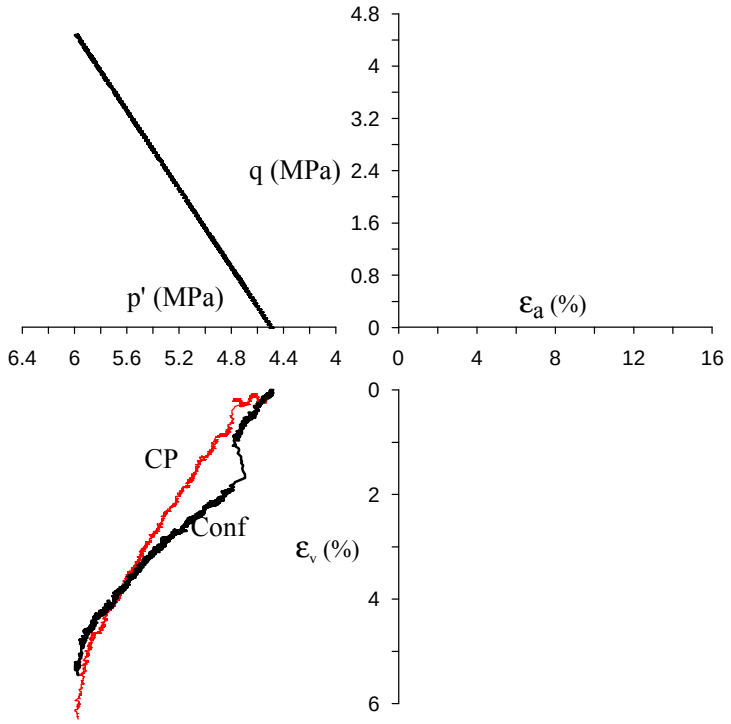


Figure 5- 11. Essai de cisaillement (essai 17) à 25 °C, p'_0 = 4,5 MPa

5.3 Limites et caractéristiques élastiques

Plusieurs méthodes à déterminer la limite élastique ont été proposées par différents auteurs (Mitchell et Wong, 1973 ; Moulin, 1993 ; Cui et Delage, 1996). La méthode présentée par Moulin (1989) est adoptée ici. Il s'agit de la détermination du coude de la déformation volumique (ε_v) en fonction du logarithme de la contrainte moyenne effective (log (p'), p' en MPa) dans le plan ε_v-log(p').

On prend l'essai 10 pour exemple. La Figure 5- 12 présente le résultat dans le plan ε_v-log(p') et la détermination du point de limite élastique. Ce point déterminé correspond à : ε_v = 1,70 % et p' = 4,17 MPa. En se référant à la Figure 5- 3, on obtient des valeurs : ε_a = 2,50 %, q = 2,00 MPa. Ce point correspond dans le plan ε_v-ε_a à la fin de la variation linéaire de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale. La zone élastique est définie sur la Figure 5- 13 comme celle délimitée par le rectangle.

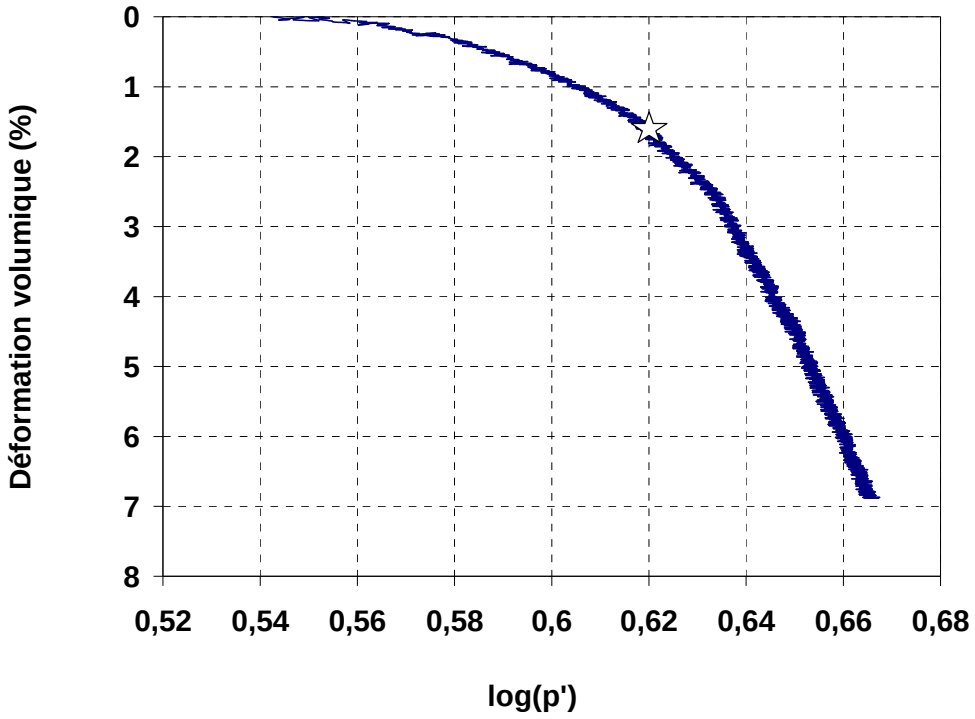


Figure 5- 12. Variation volumique lors de l'essai de cisaillement (essai 15)

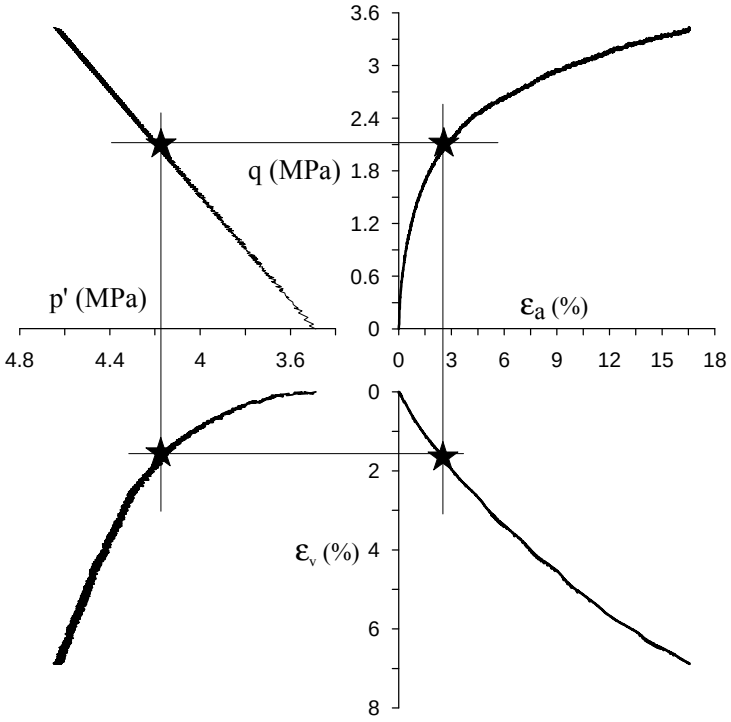


Figure 5- 13. Détermination du point de limite élastique (essai 15)

En appliquant le même principe, on détermine les points de limite élastique des autres essais. Les résultats sont résumés au Tableau 5- 3. Dans le tableau, on présente également les contraintes effectives isotropes au début de cisaillement p'_0 (en MPa), les températures T (en °C), les indices des vides initiaux e_0, et les vitesses de cisaillement. En plus des résultats liés aux limites élastiques (p'_e, q_e, ε_{ve}, ε_{ae}), on présente également les modules élastiques (module d'Young E, module de cisaillement G et module de compressibilité isotrope K, en MPa). Ces modules sont des modules sécants à 0,5% de déformation : les valeurs de E, G, K sont calculées respectivement des valeurs de déformation ε_a, ε_s, ε_v de 0,5%, où ε_a, ε_s, ε_v sont respectivement la déformation axiale, la déformation de cisaillement, et la déformation volumique. La déformation de cisaillement ε_s, dans le cas axisymétrique de l'essai triaxial, est calculée par : $\varepsilon_s = \varepsilon_a - \frac{1}{3}\varepsilon_v$. Seuls les résultats obtenus par la méthode de mesure de volume par l'intérieur (GDS de contre pression) ont été considérés pour déterminer les caractéristiques élastiques du sol.

Tableau 5- 3. Récapitulatif des essais de cisaillement réalisés et des résultats concernant les caractéristiques élastiques du sol

Essai	p'_0 (MPa)	T (°C)	e_0	Vitesse	p'_e (kPa)	q_e (kPa)	ε_{ve} (%)	ε_{ae} (%)	E (MPa)	G (MPa)	K (MPa)
9	2,5	25	0,61	1 µm/mn	2990	1470	0,6	1,3	178	207	583
10	3,5	25	0,59	0,9 µm/mn	4370	2610	0,7	1,5	351	368	850
15	3,5	76,3	0,47	1 µm/mn	4169	2006	1,7	2,5	197	232	769
13	3,5	76,1	0,5	1 µm/mn	4169	2006	1,55	2	251	291	779
14	3,8	76,1	0,46	1µm/mn	4677	2632	1,2	1,8	221	277	838
7	2,5	80	0,5	2 µm/mn	3090	1770	0,97	2,04	174	198	577
18	4,5	25	0,56	0,9/0,5/0,1 µm/mn	4786	2358	0,83	1,53	277	311	921
8	3,5	25	0,6	0,3 kPa/mn					120		691
16	3	80	0,48	0,3 kPa/mn					154	292	567
12	2	70	0,45	0,3 kPa/mn							405
17	4	25	0,51	0,3 kPa/mn	5248	2244	2,3				919

On peut remarquer dans le Tableau 5- 3 que tous les résultats des essais de cisaillement à vitesse de déformation contrôlée (essais 9, 10, 15, 13, 14, 7, et 18) sont présentés, et qu'à cause de plusieurs problèmes techniques qui ont été détaillés précédemment, la présentation des résultats des essais à vitesse de chargement contrôlée n'est pas complète. Par exemple, l'essai 8 a été arrêté avant la plasticité, expliquant le manque de résultats concernant la limite élastique.

Les résultats présentés dans le Tableau 5- 3 sont montrés sur les figures de 5- 19 à 5- 22. La Figure 5- 14 présente les valeurs de pression isotrope effective aux limites élastiques (p'_e) en fonction des indices de vides e_0 avant le cisaillement. Les résultats des essais 9, 10, 18, 17 (25°C) et 7, 13, 14, 15 (76 °C) sont présentés. On observe une diminution des valeurs de p'_e avec des valeurs de e_0 plus grandes. Autrement dit, le sol se plastifie à des pressions isotropes effectives plus importantes quand il est moins poreux (indice des vides plus faible). Cette relation est d'autant plus significative que la température est élevée. Sur la figure, on peut observer également que les valeurs d'indice des vides des échantillons cisaillés à température élevée (76-80 °C) sont plus petites que celles des échantillons cisaillés à température ambiante (25 °C), ce qui est expliqué par la contraction due au chauffage préalable.

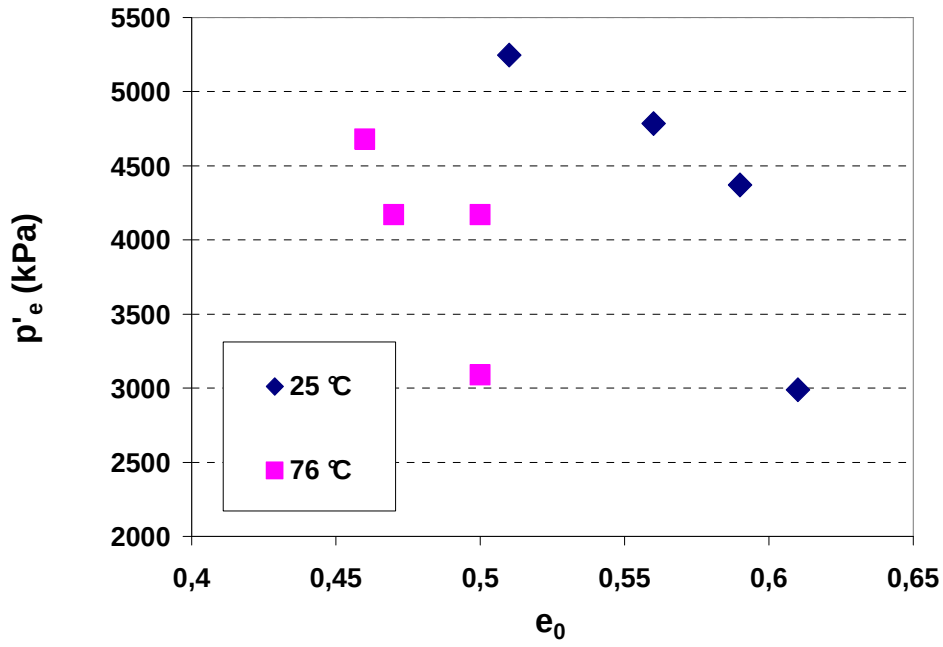


Figure 5- 14. Relation entre l'indice des vides initial e_0 et la limite élastique (p'_e)

La Figure 5- 15 présente les déformations axiales et volumiques aux limites élastiques (ε_{ae}, ε_{ve}) en fonction des pressions isotropes effectives au début du cisaillement p'_0. La figure à gauche présente les résultats (p'_0-ε_{ae}) des essais 9, 10, 18 (25 °C) et 7, 13, 14, 15 (76 °C). La figure à droite présente les résultats (p'_0-ε_{ve}) des essais 9, 10, 18, 17 (25 °C) et 7, 13, 14, 15 (76 °C). On peut remarquer sur les deux figures que les déformations volumiques et axiales à températures élevées sont plus importantes que celles à température ambiante de 25 °C. Cette observation est compatible avec l'augmentation des coefficients de compression et de gonflement (C_c, C_s) quand la température augmente (voir Chapitre 4). Les deux figures présentent une indépendance des déformations aux limites élastiques (ε_{ve}, ε_{ae}) vis-à-vis de p'_0.

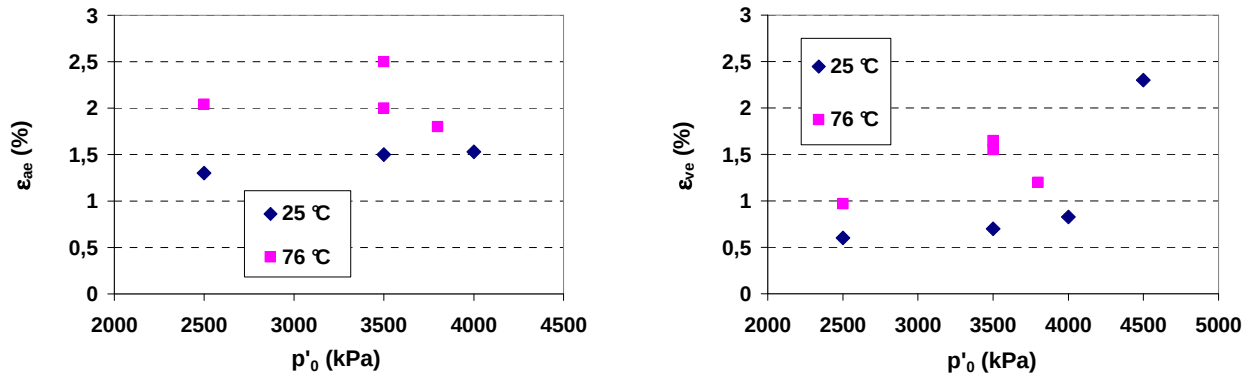


Figure 5- 15. Relation entre la pression isotrope effective initiale (p'_0) et les déformations axiales et volumiques aux limites élastiques (ε_{ve}, ε_{ae})

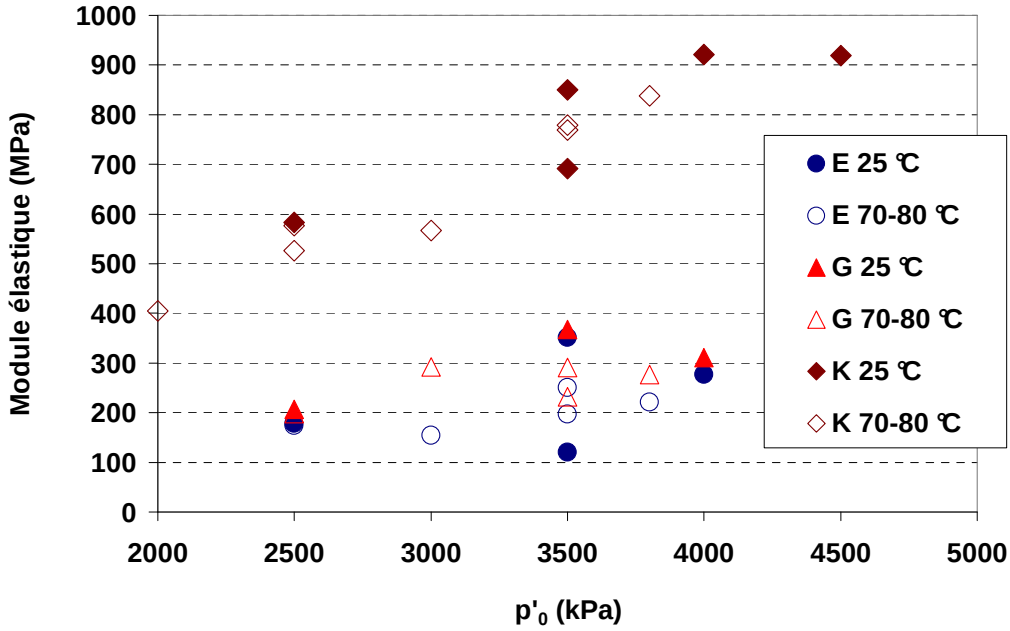


Figure 5- 16. Les modules élastiques (E, G, K) en fonction de la pression isotrope effective initiale (p'_0)

Les couples des valeurs p'-q aux limites élastiques sont montrés sur la Figure 5- 17. Ces points p'_e-q_e forment la surface de charge du sol. La figure présente également les résultats des essais de consolidation isotrope 3 (25 °C), 5 (80 °C), et 12 (70 °C), qui sont des points sur l'axe q = 0. Les résultats montrent un rétrécissement de la surface de charge quand la température est élevée, résultats cohérents avec ceux obtenus par d'autres auteurs (Tanaka et al., 1997 ; Cekerevac et Laloui, 2004).

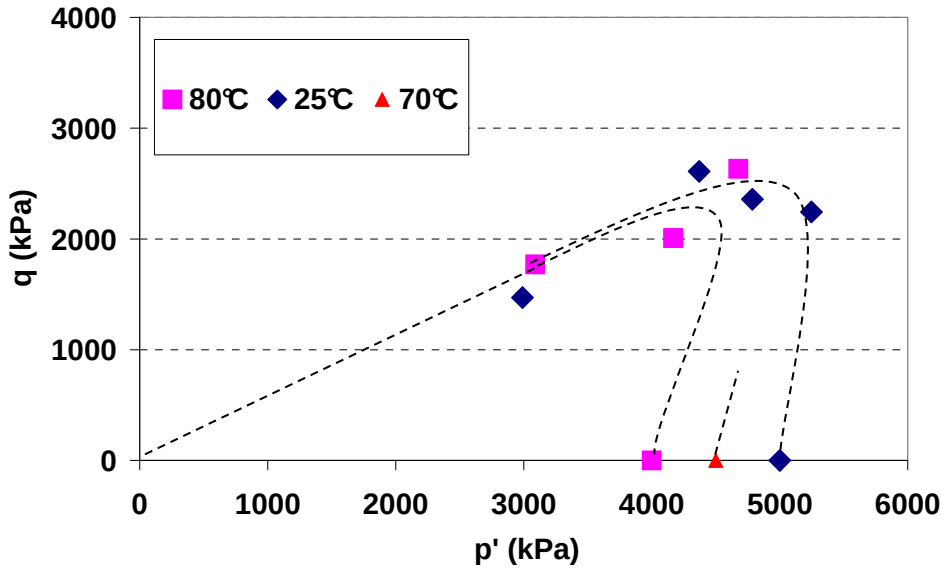


Figure 5- 17. Surfaces de charge obtenues des essais de cisaillement et consolidation à différentes températures

5.4 Comportement à la rupture

D'après la norme française concernant l'essai triaxial (NF P 94-070), on a les définitions suivantes pour caractériser la résistance d'un sol argileux :

- L'état critique : l'état du sol lorsque le déviateur se stabilise et les variations de volume sont devenues négligeables.
- La rupture : quand le maximum du déviateur est atteint

Le critère de rupture ainsi défini s'avère inapplicable pour nos essais où l'on n'a pas obtenu de pics marqués sur les courbes q-ε_a. En revanche, on peut appliquer le critère de l'état critique pour déterminer l'état de rupture du sol.

On prend l'essai 9 pour exemple pour déterminer l'état de rupture (Figure 5- 23). Le commencement de la rupture (ou de l'état critique) est déterminé au point où la courbe ε_a-q commence à se stabiliser : q = 2250 kPa, ε_a = 3,6%. A partir de ce point, en se référant à la Figure 5- 18, on obtient p' = 4,37 MPa et ε_v = 1 % (d'après la mesure interne CP). Pour des raisons de clarté, seuls les résultats de mesure de volume par l'intérieur (GDS de contre pression) sont considérés, sachant que ces résultats sont relativement proches de ceux par l'extérieur. Le point de rupture dans le plan ε_a-ε_v correspond au commencement de la stabilisation de la courbe ε_a-ε_v, donc vérifiant la condition volumique de l'état critique. Les points de rupture sont définis sur la Figure 5- 18 par des étoiles.

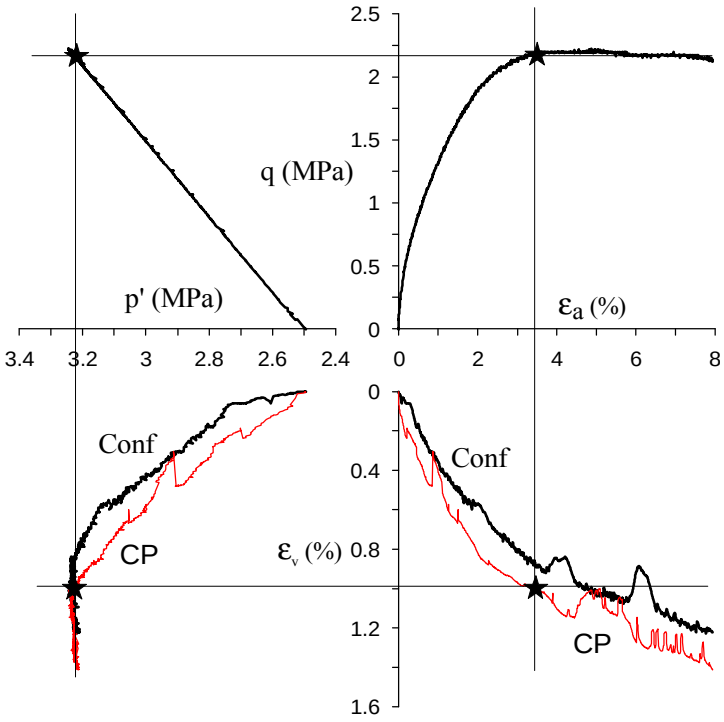


Figure 5- 18. Détermination du point de la rupture (essai 9)

En appliquant le même principe, on détermine les points de rupture des autres essais. Les résultats sont récapitulés dans le Tableau 5- 4. Pour les trois essais 9, 10, et 7, les points de rupture sont déterminés à partir du point sur la courbe ε_a-q où le déviateur q commence à se stabiliser (voir Figure 5- 1, Figure 5- 2, Figure 5- 6). Pour les essais 16 et 18, c'est le point où le déviateur q chute (voir Figure 5- 7 et Figure 5- 9). Pour les autres essais de cisaillement, les points de rupture ne peuvent pas être déterminés car les conditions d'état critique ne sont pas vérifiées. Par exemple, la stabilisation du déviateur q n'a pas été observée dans les cas de l'essai 13 et 15 (Figure 5- 3, Figure 5- 4). Pour l'essai 14, bien que le déviateur soit stable, une variation volumique a été toujours observée (Figure 5- 5). Ainsi, l'état de rupture a été considéré non atteint pour cet essai.

Tableau 5- 4. Les résultats à la rupture

Essai	p'_0 MPa	T °C	e_0	Vitesse	p' kPa	q kPa	ε_v %	ε_a %
9	2500	25	0,61	1 µm/mn	3250	2250	1	3,6
10	3500	25	0,59	0.9 µm/mn	4500	3000	1,1	3
18	4000	25	0,56	0,9/0,5/0,1 µm/mn	5100	3400	2,6	7,1
7	2500	76	0,5	2 µm/mn	3200	2100	1,5	4
16	3000	80	0,48	0,3 kPa/mn	3800	2300	5,1	6,5

La Figure 5- 19 présente les photos prises des échantillons au démontage après le cisaillement. A gauche de la figure : l'échantillon cassé suite à un essai de cisaillement à vitesse de chargement constante (essai 16). Le plan de rupture est net, les deux couches de membrane sont déchirées. Au milieu et à droite de la figure : des échantillons en forme de tonneau, dont le diamètre au milieu est légèrement plus grand, après des essais de cisaillement à vitesse de déformation axiale contrôlée (essai 13 et 7). Le plan de rupture n'a pas été observé.

En comparant l'état final des échantillons, on peut remarquer que la rupture fragile, caractérisée par un net plan de cisaillement, n'a été observée qu'après des essais en cellule autocompensée (essai 16) où le sol a été cisaillé à vitesse de chargement constante. Cette observation est cohérente avec la chute du déviateur q observée à la fin de ces essais (voir Figure 5- 9). Pour tous les essais à vitesse de déplacement axial contrôlée en cellule sous presse, on a observé une rupture ductile avec une forme de l'échantillon en tonneau sans trace de plan de cisaillement. Cette observation est également cohérente avec le comportement sans pic des courbes q-ε_a de ces essais. L'essai 18, où une chute a été observée malgré le cisaillement réalisé dans la cellule sous presse, est un cas exceptionnel à cause de la plus faible vitesse de cisaillement.



Figure 5- 19. Echantillons au démontage après le cisaillement. A gauche : l'échantillon cassé après l'essai 16 ; au milieu : l'échantillon en forme de tonneau après l'essai 13 ; à droite : l'échantillon en forme de tonneau après l'essai 7.

La différence entre les comportements à la rupture des essais de cisaillement par les deux méthodes peut être expliquée par la Figure 5- 20 qui présente les évolutions du déviateur et du déplacement axial de l'essai 7 (vitesse de déplacement contrôlée) et de l'essai 16 (vitesse de chargement contrôlée). Dans le cas d'une vitesse de contrainte contrôlée, quand le sol se plastifie et que la déformation évolue rapidement, on observe une déformation importante menant l'échantillon à la rupture fragile. En revanche, dans le cas d'une vitesse de déplacement contrôlée, la durée de l'essai dans le domaine élastique du sol est plus courte. Cependant, un suivi plus lent peut être effectué quand le sol se plastifie car la déformation est toujours imposée à vitesse constante, favorisant ainsi la rupture de type ductile.

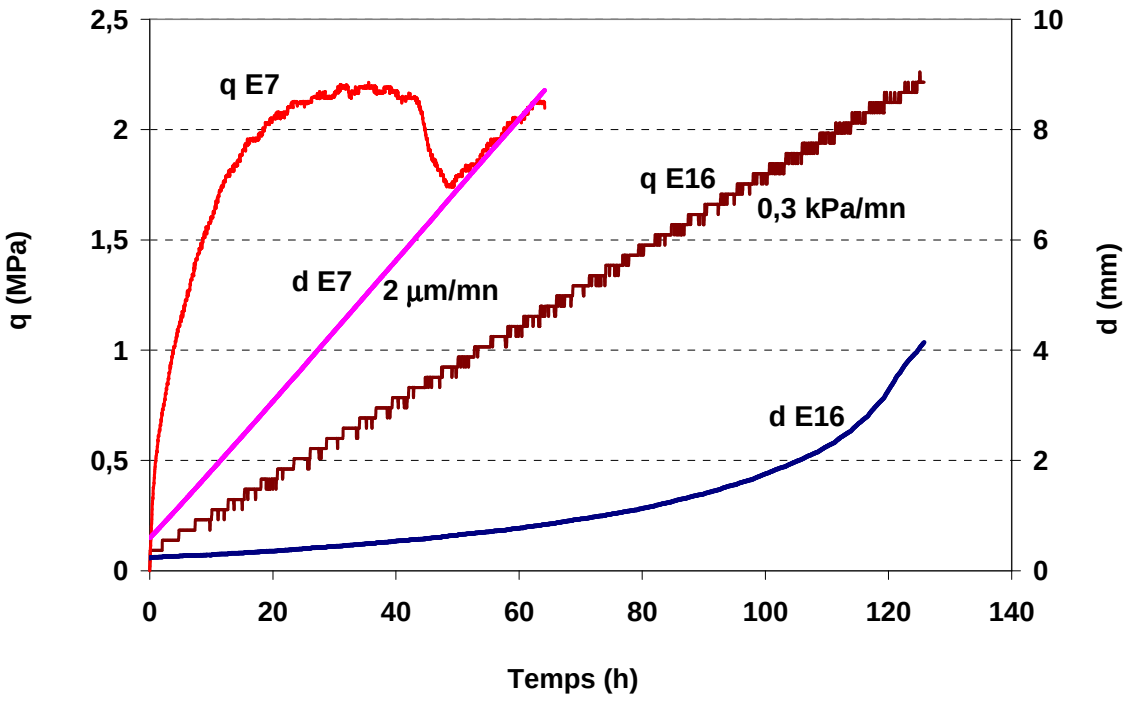


Figure 5- 20. Comparaison des deux essais avec différents modes de chargement

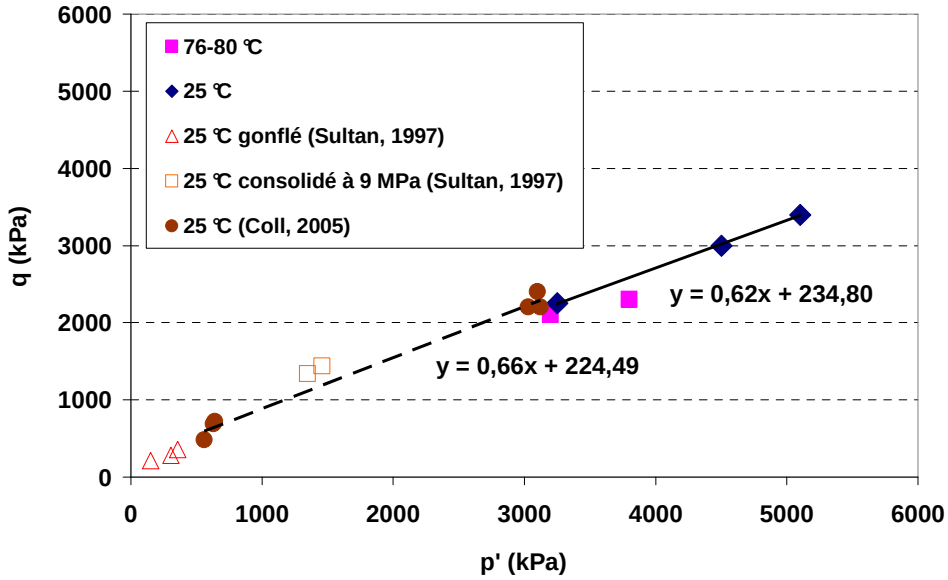


Figure 5- 21. Comparaison des points de rupture obtenus avec ceux par Coll (2005) et par Sultan (1997)

La Figure 5- 21 regroupe les points de rupture obtenus dans nos essais (à 25 et 80 °C) et ceux par Coll (2005) et par Sultan (1997). La rupture des échantillons de sol dans les essais

de Coll (2005) était généralement de type ductile, i.e. sans pic de déviateur. Dans les essais de Sultan (1997), avant d'être cisaillés, deux échantillons ont été consolidés à 9 MPa et ensuite déchargés, d'autres échantillons ont gonflé suite à la saturation sous une faible pression effective. On observe une bonne concordance entre nos résultats à 25 °C et ceux de Coll (2005). Les points de rupture déterminés par Sultan se trouvent également proches des lignes de rupture déterminées. D'après les résultats à 25 °C, la pente M de la ligne de l'état critique est égale à 0,62. La présentation de ces résultats dans le diagramme de Mohr nous permet d'estimer la valeur de cohésion effective et l'angle de frottement : φ'= 16° et c'= 126 kPa, résultats en bon accord avec ceux de Coll (2005) (φ'= 18° et c'= 130 kPa). Les résultats à 80 °C (deux points) sont insuffisants pour analyser l'influence de la température sur les caractéristiques à la rupture du sol.

En utilisant φ'= 16°, on peut calculer l'angle de l'inclinaison du plan de rupture à partir de la formule théorique : $\theta = \frac{\varphi'}{2} + 45° = 53°$. L'essai 7 est pris pour un exemple pour vérification (Figure 5- 22). A partir de la figure et des dimensions de l'échantillon à la fin de l'essai (h = 53,12 mm, d = 36,84 mm, voir Annexe 2), on peut déduire la valeur de l'angle de rupture θ = 55°. Cette valeur est proche de celle estimée théoriquement.

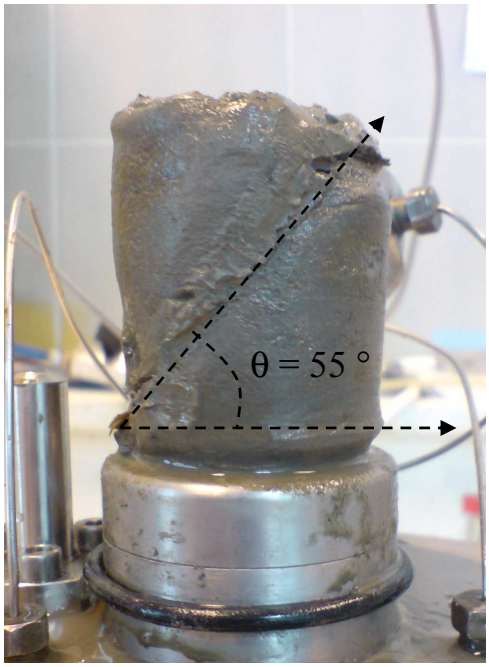


Figure 5- 22. Rupture de l'échantillon de sol due au cisaillement (essai 17)

Les échantillons démontés ont été mis dans l'étuve à 105 °C pour déterminer la teneur en eau finale. La Figure 5- 23 présente deux échantillons (de l'essai 10 et l'essai 9) séchés à l'étuve pendant respectivement une semaine et un mois. On a observé systématiquement des fissures parallèles au litage après l'étuvage. Cette observation a été aussi faite par Zhang et al. (2007) sur l'argile à Opalinus séchée après l'essai. Les fractures semblent augmenter avec le temps de séchage. La Figure 5- 24 présente les morceaux de l'échantillon de l'essai 10 après un mois à l'étuve. On voit des inclusions nettes de couleur jaunâtre, montrant une hétérogénéité significative du sol.



Figure 5- 23. Echantillons après l'étuvage à 105 °C. A gauche : après une semaine dans l'étuve (échantillon après essai 10) ; à droite : après un mois dans l'étuve (échantillon après essai 9)



Figure 5- 24. Morceaux de l'échantillon après un mois de l'étuvage à 105 °C (essai 10)

5.5 Comparaisons

Les résultats d'essais de cisaillement obtenus ici et ceux par Coll (2005) sont regroupés par conditions d'essais et comparés sur les figures 5- 30 à 5-33. La Figure 5- 25 présente la comparaison des deux essais à 25°C vitesse de déplacement axial contrôlée : essai 9 (1 μm/mn) et essai 10 (0,9 μm/mn). On peut remarquer une allure analogue des courbes ε_a-q ; le déviateur q atteint la valeur maximale et se stabilise alors que la déformation axiale continue d'évoluer. La valeur de q maximale dans l'essai 9 (p'_0 = 2,5 MPa) est nettement inférieure à celle de l'essai 10 (p'_0 = 3,5 MPa), montrant dans ce cas une augmentation importante de la résistance au cisaillement avec p'_0. Le comportement volumique des deux essais est comparable : les deux courbes ε_a-ε_v sont très proches et tendent à se stabiliser à la fin du cisaillement quand le sol atteint son état critique.

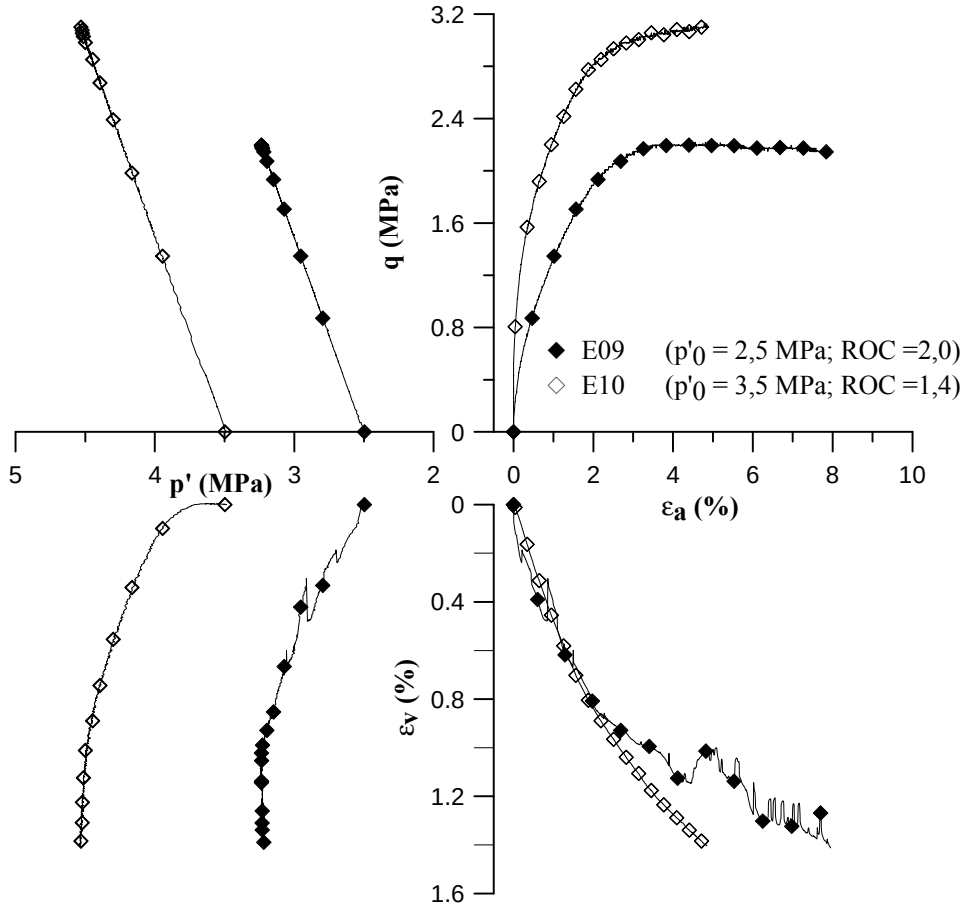


Figure 5- 25. Comparaison des essais de cisaillement réalisés en cellule sous presse (vitesse de déplacement axial contrôlée) à 25 °C de température

Les résultats des essais de cisaillement à vitesse de déplacement contrôlée et à température élevée (76-76,3 °C) sont regroupés et comparés sur la Figure 5- 26. On observe une similitude nette entre les résultats des deux essais, 13 et 15, réalisés sous la même pression de confinement (p'_0 = 3,5 MPa) : les courbes ε_a-q, ε_v-ε_a, et ε_v-p obtenues de l'essai 13 sont très proches de celles de l'essai 15 ; le déviateur q et la déformation volumique ε_v de ces deux essais continuent à croître alors que la déformation axiale est importante (plus de 16 %). La similitude obtenue atteste de la reproductibilité de la méthode expérimentale. La Figure 5- 26 montre également que la résistance au cisaillement augmente avec la pression p'_0. En général, la variation volumique ε_v est proportionnelle à p'_0, sauf dans le cas de l'essai 14. Quelques divergences de comportement sont aussi à remarquer : le déviateur q tend à se stabiliser à ε_a importante dans le cas des essais 7 et 14 ; en revanche, les résultats de l'essai 13 et 15 montrent une augmentation soutenue de q à déformation axiale élevée.

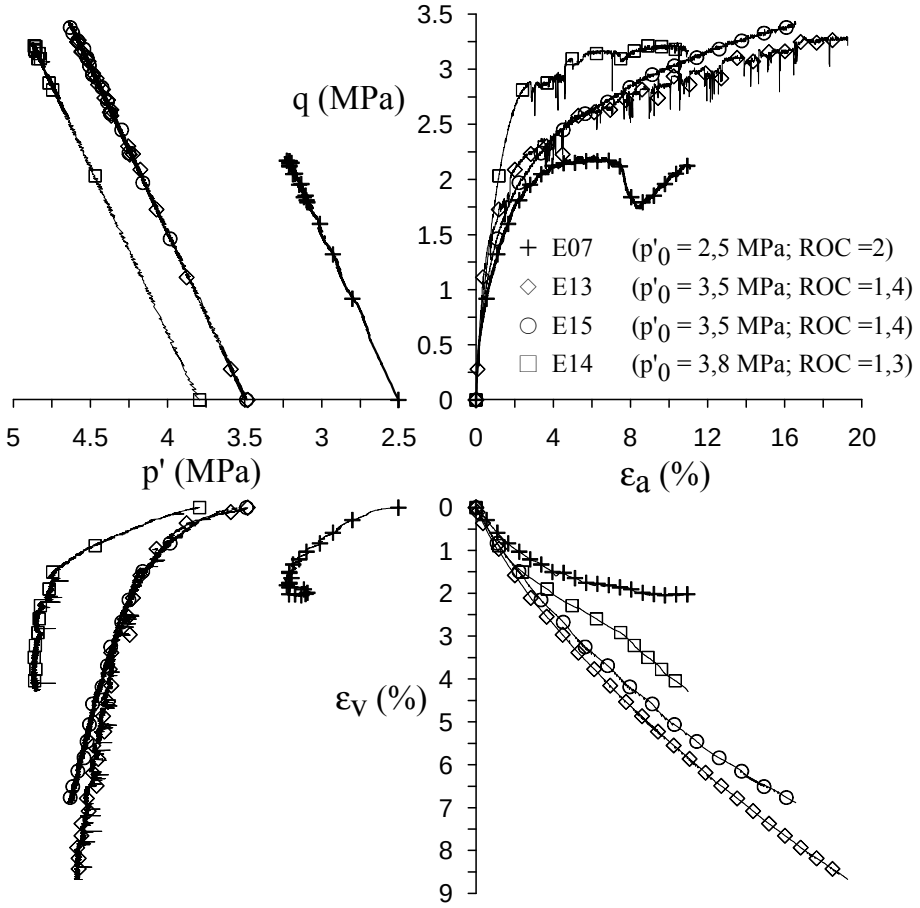


Figure 5- 26. Comparaison des essais de cisaillement réalisés en cellule sous presse (vitesse de déplacement axial contrôlée) à 80 °C de température

La Figure 5- 27 regroupe et compare deux couples d'essais, chacun contentant un essai à température ambiante de 25°C et un essai à température élevée de 76 °C. Le premier couple est à p'_0 = 2,5 MPa (essai 7 et 9), alors que le deuxième est à p'_0 = 3,5 MPa (essai 10 et 15). On n'observe pratiquement pas de différence en comparant les courbes obtenues des deux essais 7 (76 °C) et 9 (25 °C) : la résistance au cisaillement et le comportement volumique sont presque identiques ; une stabilisation des courbes ε_v-ε_a, q-ε_a est observée pour les deux essais. Les résultats des deux essais 10, 15 montrent pourtant une divergence de comportement. En effet, les deux courbes ε_v-ε_a, q-ε_a dans l'essai 10 ont tendance de se stabiliser alors que celles de l'essai 15 montent avec la déformation axiale. Malheureusement, l'essai 10 a dû être arrêté à une déformation axiale assez faible, rendant la comparaison complète impossible.

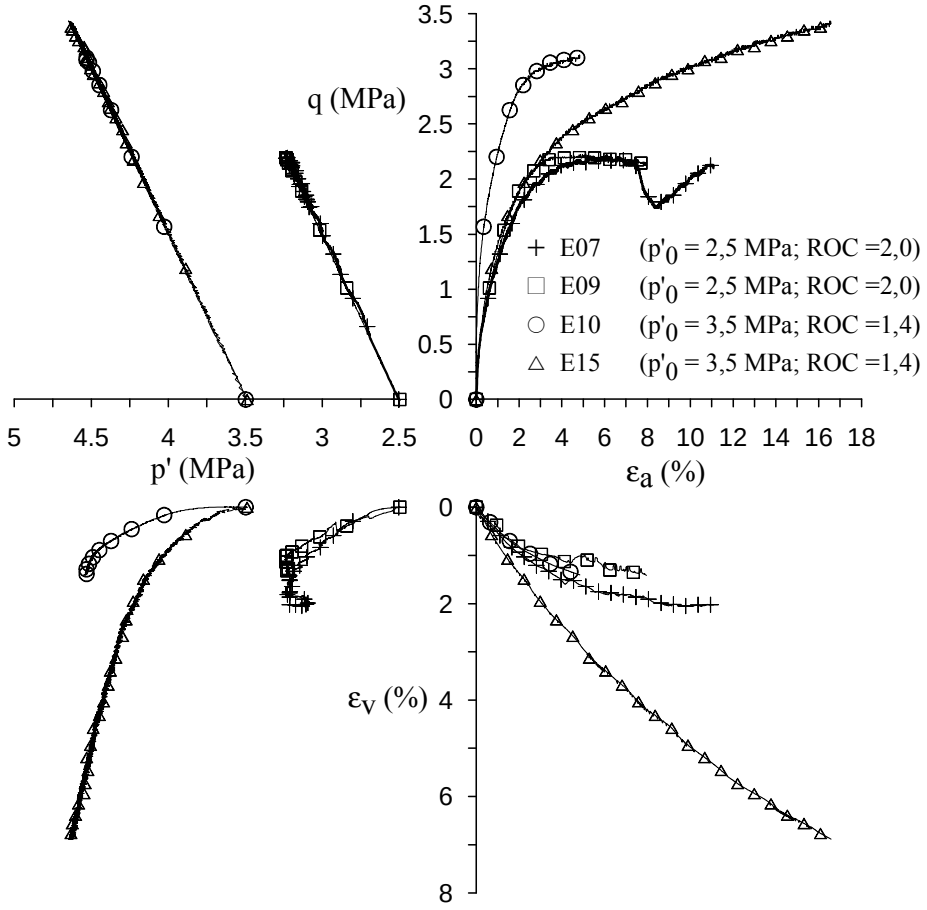


Figure 5- 27. Comparaison des essais de cisaillement à 25 et 80 °C réalisés sous des pressions de confinement effective initiales p'_0 de 2,5 et 3,5 MPa

La Figure 5- 28 compare les résultats de l'essai 9 (p'_0 = 2,5 MPa) et ceux des essais réalisés en condition similaire par Coll (2005) : essai BC07 et BC20 (p'_0 = 2,3 MPa). Tous les

essais ont été réalisés à une température ambiante de 25 °C. En général, des comportements très similaires sont observés. Les courbes q-ε_a obtenues de ces essais sont assez proches, de même pour les déformations volumiques entre les essais E09 et BC20.

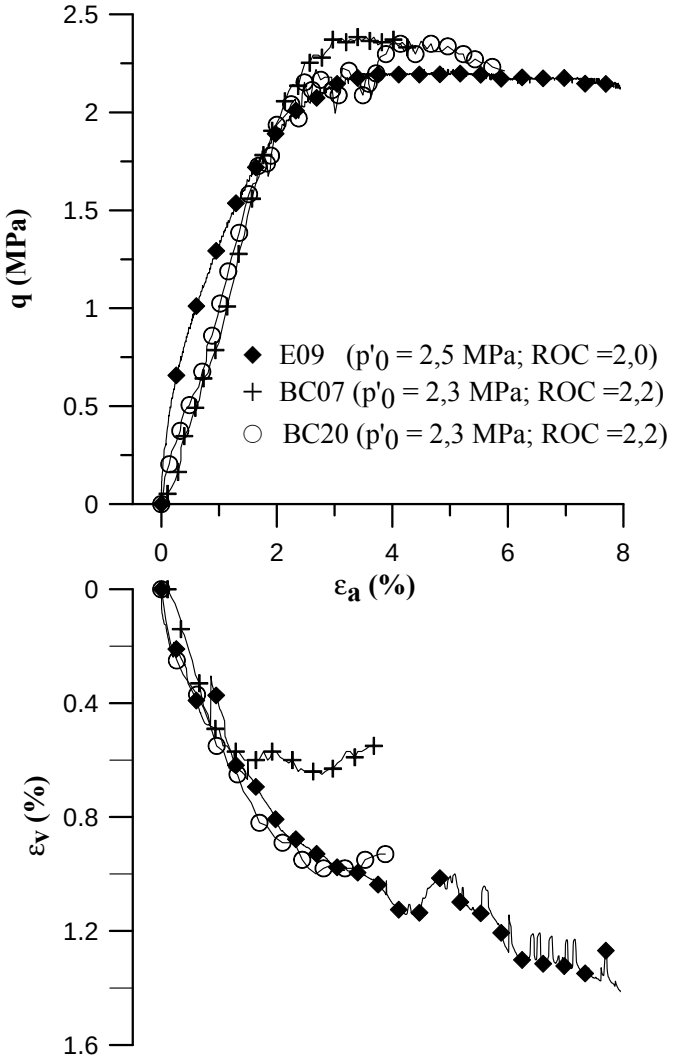


Figure 5- 28. Comparaison entre nos résultats avec ceux de Coll (2005)

5.6 Conclusions

Une étude expérimentale a été réalisée pour étudier le comportement déviatorique de l'argile de Boom à deux températures, 25 °C et 80 °C. En utilisant les résultats obtenus, les caractéristiques élastiques, plastiques, à la rupture du sol ont été déterminées. La comparaison entre les résultats obtenus avec ceux de Sultan (1997) et de Coll (2005) a montré une concordance satisfaisante.

Au total 11 essais de cisaillement ont été réalisés, 7 en cellule sous presse à vitesse de déplacement contrôlée (variant de 0,1 à 2 μm/mn), et 5 en cellule autocompensée à vitesse de chargement contrôlée (0,3 kPa/mn). Techniquement, les essais en cellule sous presse étaient plus faciles à réaliser qu'en cellule autocompensée. Les courbes ε_a-q ont montré en général trois phases de comportement : après une phase linéaire très brève, la courbe ε_a-q devenait non linéaire et enfin suivait une pente constante jusqu'à la fin de l'essai. La déformation volumique était contractante dans tous les essais. Un essai de cisaillement à trois vitesses de déplacement axial a montré une influence importante de la vitesse de cisaillement sur le comportement du sol.

En utilisant les résultats obtenus, on a déterminé les limites élastiques (p'_e, q_e, ε_{ve}, ε_{ae}) ainsi que les modules élastiques du sol (E, G, K). Pour les deux gammes de température considérées, on a observé une baisse de valeurs de p'_e aux valeurs de e_0 plus importantes ou à p'_0 plus faible. Les résultats ont montré que les deux déformations aux limites élastiques, ε_{ve} et ε_{ae}, étaient plus importantes à température élevée. Les limites élastiques (p'_e, q_e) déterminées par les essais de cisaillement, jointes à celles trouvées par les essais de compression isotrope forment la surface de charge du sol à différentes températures. On a observé un rétrécissement de la surface de charge avec l'augmentation de la température, ce qui est cohérent avec les résultats trouvés dans la bibliographie.

La rupture du sol est définie suivant le critère de l'état critique, i.e. l'état du sol lorsque le déviateur est stabilisé et les variations de volume sont devenues négligeables. Le comportement à la rupture du sol testé avec les deux modes de cisaillement a été étudié et comparé. Il s'est avéré que pour le cisaillement à vitesse de déplacement contrôlée, la rupture était plutôt ductile, en cohérence avec l'allure sans pic du déviateur q. En revanche, une rupture fragile, caractérisée par la formation d'un plan de rupture net sur l'échantillon, a été observée dans les essais de cisaillement à vitesse de chargement contrôlée. Les résultats d'essais ont permis de mettre en évidence l'influence faible de la température sur la résistance au cisaillement. Les caractéristiques de résistance au cisaillement obtenues sont comparables avec celles par Coll (2005) et par Sultan (1997).

CHAPITRE 6. **MODELISATION DU COMPORTEMENT VOLUMIQUE**

6.1 Introduction

Les essais de chauffage par palier ou à vitesse constante sous différentes contraintes effectives isotropes ont montré un comportement visqueux de l'argile de Boom (voir Chapitre 4) ; on a observé une nette augmentation du taux de déformation différée avec la température, qui peut être décrite par une fonction exponentielle.

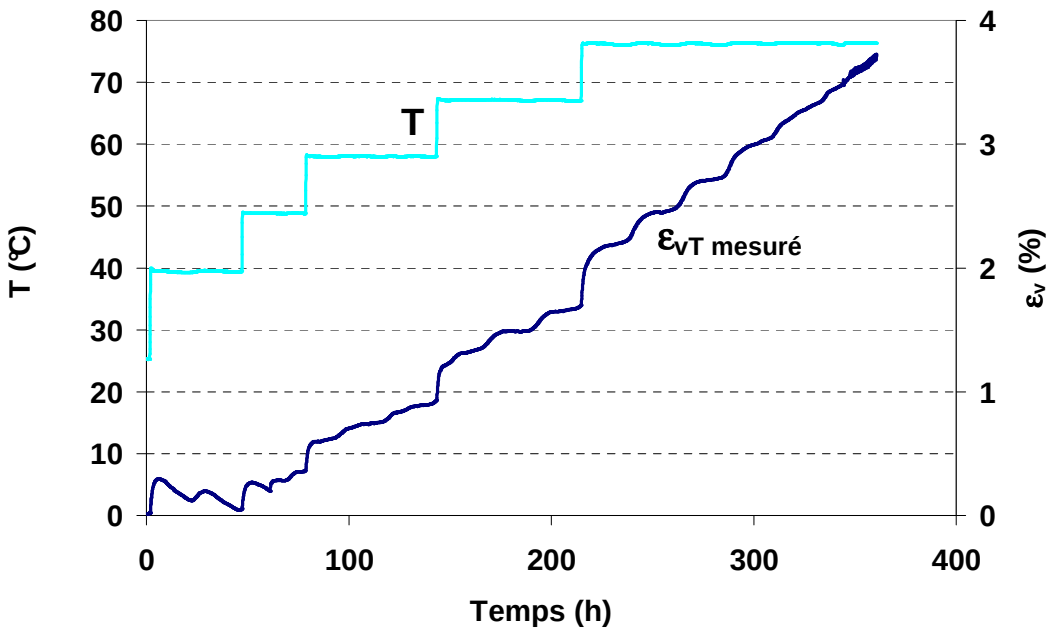


Figure 6- 1. Variation de la température et des déformations volumiques en fonction de temps de l'essai 15

La Figure 6- 1 présente les résultats d'un essai typique de chauffage par palier, l'essai 15. La température imposée et la déformation volumique (mesure interne) sont présentés en fonction du temps. On observe que la déformation volumique évolue et suit une pente presque constante pour chaque température. Cette pente de déformation différée est proportionnelle à la température,

montrant un effet net de la température sur le fluage. Sur le plan de la modélisation, il est donc nécessaire de prendre en compte ce fluage thermique.

6.2 Modèle adopté

Le modèle de Cui et al. (2000) est choisi comme modèle THM de base pour simuler le comportement élasto-plastique du sol. De plus, ce modèle a été élaboré en se basant sur des données expérimentales sur l'argile de Boom. Avec la surface de charge TY (Thermal Yield) décrivant la limite de température où le sol se plastifie, le modèle de Cui et al. (2000) est bien adapté pour simuler le comportement volumique lors des essais de chauffage. Ce modèle a été brièvement présenté dans le Chapitre 1.

Une extension du modèle de Cui et al. (2000) est effectuée pour prendre en compte l'effet du temps. On s'intéresse préalablement à l'application de ce modèle modifié pour simuler le comportement volumique du sol pendant un essai de chauffage en condition drainée.

Une méthode empirique a été préliminairement adoptée pour tenir compte de la viscosité. Cette approche est choisie grâce à sa simplicité avec des paramètres nécessaires qui peuvent être déterminés facilement au niveau expérimental.

6.2.1 Déformation visco-élasto-plastique due au chauffage

Les déformations élastique et plastique dues à la variation de température dT sont décrites d'après le modèle de Cui et al. (2000) :

$$d\varepsilon_{vT}^{e} = \alpha_2 dT$$

$$d\varepsilon_{vT}^{p} = \alpha_p \left(\exp(\alpha_p \Delta T) - a\right) dT$$

Où :

$d\varepsilon_{vT}^{e,p}$: déformations volumiques élastique (e) et plastique (p) respectivement dues au changement de la température ;

α_2 : constante gouvernant la déformation thermique élastique ;

a : paramètre de forme ;

α_p : coefficient lié à la pente de la courbe de déformation thermique plastique en fonction de la température.

On y ajoute la déformation thermique liée au comportement différé du sol $d\varepsilon_{vT}^{c}$ qui a été déterminée empiriquement dans le Chapitre 4 : $\dot{\varepsilon}_{vT}^{c} = \frac{d\varepsilon_{vT}^{c}}{d(\ln t)} = a_c \exp(b_c T)$.

A partir de l'équation précédente, on obtient :

$$\frac{d\varepsilon_{vT}^{c}}{dt} = \frac{a_c \exp(b_c T)}{t} => \varepsilon_{vT}^{c} = a_c \exp(b_c T) \ln t$$

a_c et b_c sont des coefficients dépendant de la pression effective p' par les équations : $a_c = a_{c1}p' + a_{c2}$, $b_c = b_{c1}p' + b_{c2}$. Où : a_{c1}, a_{c2}, b_{c1}, b_{c2} sont des paramètres déterminés empiriquement dans le Chapitre 4.

La déformation volumique totale se compose donc de trois parties : élastique, plastique et visqueuse : $d\varepsilon_{vT} = d\varepsilon_{vT}^{e} + d\varepsilon_{vT}^{p} + d\varepsilon_{vT}^{c}$. L'indice c est adapté pour « creep » (fluage).

On détermine ensuite la dérivée de ε_{vT}^{c} en fonction du temps t ($\frac{d\varepsilon_{vT}^{c}}{dt}$), de la température T ($\frac{d\varepsilon_{vT}^{c}}{dT}$), et de la contrainte effective moyenne p' ($\frac{d\varepsilon_{vT}^{c}}{dp'}$).

$$\frac{d\varepsilon_{vT}^{c}}{dt} = \frac{a_c \exp(b_c T)}{t} = \frac{C}{t} \text{ avec } C = a_c \exp(b_c T)$$

$$\frac{d\varepsilon_{vT}^{c}}{dT} = a_c b_c \exp(b_c T) \ln t = b_c C \ln t$$

$$\frac{d\varepsilon_{vT}^{c}}{dp'} = a_{c1} \exp(b_c T) \ln t + b_{c1} T a_c \exp(b_c T) \ln t$$

6.2.2 Surfaces de charge et loi d'écrouissage

Afin de présenter le phénomène d'écrouissage thermique, Cui et al. (2000) ont introduit une surface de charge correspondant au mécanisme de plastification thermique appellée TY (Thermal Yield) (Figure 6- 2). Par rapport à d'autres modèles comme le modèle de Laloui et Cekereevac (2003) et le modèle de Hueckel et Baldi (1990), le modèle de Cui et al. (2000) permet de décrire de façon explicite, grâce à l'introduction de TY, le comportement élasto-plastique sous des sollicitations thermiques.

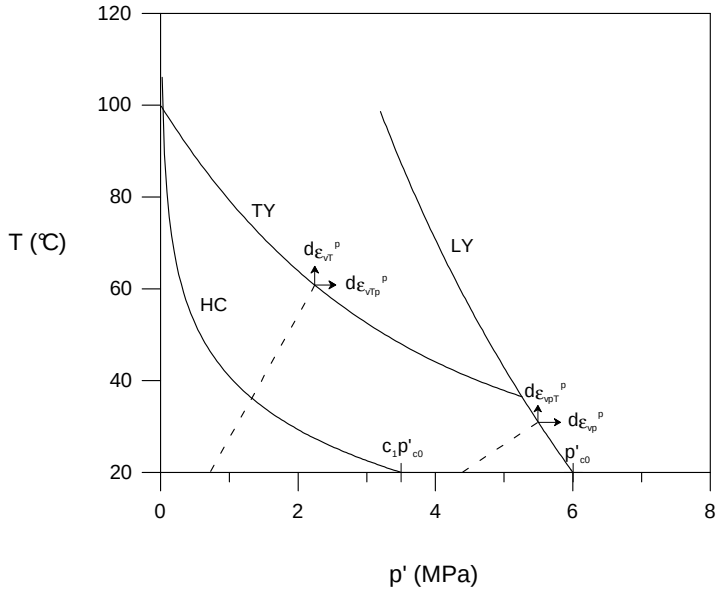


Figure 6- 2. Surfaces de charge et leur mobilisation dans le modèle de Cui et al. (2000)

En dessous de la courbe TY, on est dans la zone élastique et les changements de température ne peuvent engendrer que des déformations élastiques. En revanche, une fois la courbe atteinte par le chemin thermique, une déformation plastique thermique se produit.

Une fonction exponentielle a été proposée pour représenter TY : $T_{CT} = (T_c - T_0)\exp(-\beta p') + T_0$. Cette expression définit une courbe qui coupe l'axe des températures en une température T_c et qui est asymptote à l'axe $T = T_0$, où T_0 est la température ambiante. Cette expression présente l'avantage de pouvoir définir une zone élastique négligeable pour des sols n'ayant jamais subi d'augmentation de température. La courbure de TY est définie par β qui est un paramètre d'écrouissage. L'écrouissage de TY se traduit par la variation du paramètre β en fonction de ε_{vT}^{p} , ε_{vTp}^{p} , et ε_{vT}^{c} . En appliquant la condition de cohérence, dTY = 0, on obtient :

$$\frac{\partial TY}{\partial T}dT + \frac{\partial TY}{\partial p'}dp' + \frac{\partial TY}{\partial \varepsilon_{vT}^{p}}d\varepsilon_{vT}^{p} + \frac{\partial TY}{\partial \varepsilon_{vT}^{c}}d\varepsilon_{vT}^{c} + \frac{\partial TY}{\partial \varepsilon_{vTP}^{p}}d\varepsilon_{vTp}^{p} = 0$$

$$\frac{\partial TY}{\partial T}dT + \frac{\partial TY}{\partial p'}dp' + \frac{\partial TY}{\partial \varepsilon_{vT}^{p}}d\varepsilon_{vT}^{p} + \frac{\partial TY}{\partial \varepsilon_{vT}^{c}}\left(\frac{\partial \varepsilon_{vT}^{c}}{\partial T}dT + \frac{\partial \varepsilon_{vT}^{c}}{\partial p'}dp' + \frac{\partial \varepsilon_{vT}^{c}}{\partial t}dt\right) + \frac{\partial TY}{\partial \varepsilon_{vTP}^{p}}d\varepsilon_{vTp}^{p} = 0$$

$$\frac{\partial TY}{\partial T}dT+\frac{\partial TY}{\partial p'}dp'+\frac{\partial TY}{\partial \beta}\frac{\partial \beta}{\partial \varepsilon_{vT}^{p}}d\varepsilon_{vT}^{p}+\frac{\partial TY}{\partial \beta}\frac{\partial \beta}{\partial \varepsilon_{vT}^{c}}\left(\frac{\partial \varepsilon_{vT}^{c}}{\partial T}dT+\frac{\partial \varepsilon_{vT}^{c}}{\partial p'}dp'+\frac{\partial \varepsilon_{vT}^{c}}{\partial t}dt\right)+\frac{\partial TY}{\partial \beta}\frac{\partial \beta}{\partial \varepsilon_{vTP}^{p}}d\varepsilon_{vTp}^{p}=0$$

(*)

On a :

$$\frac{\partial TY}{\partial T}=1$$

$$\frac{\partial TY}{\partial p'}=\beta(T_c-T_0)\exp(-\beta p')=\beta A \text{ avec } A=(T_c-T_0)\exp(-\beta p')$$

$$\frac{\partial TY}{\partial \beta}=p'(T_c-T_0)\exp(-\beta p')=p'A$$

$$d\varepsilon_{vT}^{p}=\alpha_p\left(\exp(\alpha_p\Delta T)-a\right)dT=BdT \text{ avec } B=\alpha_p\left(\exp(\alpha_p\Delta T)-a\right)$$

$d\varepsilon_{vTp}^{p}=\alpha_1\frac{dp'}{p'}$, où α_1 est le module de compression plastique obtenue quand la surface de charge TY est atteinte par la sollicitation mécanique.

$$\frac{d\varepsilon_{vT}^{c}}{dt}=\frac{a_c\exp(b_cT)}{t}=\frac{C}{t} \text{ avec } C=a_c\exp(b_cT)$$

$$\frac{d\varepsilon_{vT}^{c}}{dT}=a_cb_c\exp(b_cT)\ln t=b_cC\ln t$$

$$\frac{d\varepsilon_{vT}^{c}}{dp'}=a_{c1}\exp(b_cT)\ln t+b_{c1}Ta_c\exp(b_cT)\ln t$$

$$\frac{d\varepsilon_{vT}^{c}}{dp'}=a_{c1}\exp(b_cT)\ln t+b_{c1}TC\ln t$$

En reportant les dérivées déterminées dans l'équation (*), on obtient :

$$dT+\beta Adp'+p'A\left[\frac{\partial \beta}{\partial \varepsilon_{vT}^{p}}d\varepsilon_{vT}^{p}+\frac{\partial \beta}{\partial \varepsilon_{vT}^{c}}\left(\frac{\partial \varepsilon_{vT}^{c}}{\partial T}dT+\frac{\partial \varepsilon_{vT}^{c}}{\partial p'}dp'+\frac{\partial \varepsilon_{vT}^{c}}{\partial t}dt\right)+\frac{\partial \beta}{\partial \varepsilon_{vTp}^{p}}d\varepsilon_{vTp}^{p}\right]=0$$

$$dT+\beta Adp'+p'A\left[\frac{\partial \beta}{\partial \varepsilon_{vT}^{p}}BdT+\frac{\partial \beta}{\partial \varepsilon_{vT}^{c}}\left(Cb_c\ln tdT+a_{c1}\exp(b_cT)\ln tdp'+b_{c1}TC\ln tdp'+\frac{C}{t}dt\right)+\frac{\partial \beta}{\partial \varepsilon_{vTp}^{p}}\alpha_1\frac{dp'}{p'}\right]=0$$

$$dT(1+p'AB\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vT}^{p}}+p'ACb_c\ln t\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vT}^{c}})+dp'(\beta A+p'A\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vT}^{c}}a_{c1}\exp(b_cT)\ln t+p'A\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vT}^{c}}b_{c1}TC\ln t+A\alpha_1\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vTp}^{p}})$$

$$+dt\frac{p'AC}{t}\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vT}^{c}}=0$$

(**)

L'équation (**) doit être satisfaite avec tous dt, dT, dp', donc :

$$\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vT}^{c}}=0$$

$$1+p'AB\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vT}^{p}}+p'AC\frac{b_c}{t}\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vT}^{c}}=0\Leftrightarrow 1+p'AB\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vT}^{p}}=0\Leftrightarrow\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vT}^{p}}=-\frac{1}{p'AB}$$

$$\beta A+p'A\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vT}^{c}}a_{c1}\exp(b_cT)\ln t+p'A\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vT}^{c}}b_{c1}TC\ln t+A\alpha_1\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vTp}^{p}}=0\Leftrightarrow\beta A+A\alpha_1\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vTp}^{p}}=0$$

$$\Leftrightarrow\frac{\partial\beta}{\partial\varepsilon_{vTp}^{p}}=\frac{-\beta}{\alpha_1}$$

On obtient à la fin :

$$d\beta=-\frac{1}{p'(T_c-T_0)\exp(-\beta p')\alpha_p\left(\exp(\alpha_p\Delta T)-a\right)}d\varepsilon_{vT}^{p}-\frac{\beta}{\alpha_1}d\varepsilon_{vTp}^{p}$$

On peut remarquer que le paramètre d'écrouissage β ne dépend pas de la déformation volumique thermique différée ε_{vT}^{c}.

6.3 Détermination des paramètres

Comme l'intérêt premier du nouveau modèle réside dans la description de la déformation volumique thermique, on se concentre au début sur la détermination des paramètres liés au comportement volumique du sol suite à l'échauffement drainé. Au total 9 paramètres sont introduits dans le modèle, 5 sont définis dans le modèle originel de Cui et al. (2000) pour caractériser le comportement élasto-plastique (α_2, c_1, c_2, a, α_p), 4 nouveaux paramètres sont ajoutés pour caractériser le comportement visqueux (a_{c1}, a_{c2}, b_{c1}, b_{c2}). Leur détermination est présentée dans les parties suivantes. Il faut noter que la déformation élasto-plastique est considérée comme immédiate ; ce qui suppose que le processus de consolidation primaire ne dépend pas du temps.

6.3.1 Paramètres liés à la déformation visqueuse

Les paramètres liés au comportement visqueux a_{c1}, a_{c2}, b_{c1}, b_{c2} ont été déterminés à partir des résultats d'essais et ont été présentés dans le Chapitre 4. Ces paramètres sont représentés dans le Tableau 6- 1. Ils sont utilisés pour la simulation des essais de chauffage aux contraintes effectives moyennes différentes.

Tableau 6- 1. Paramètres a_{c1}, a_{c2}, b_{c1}, b_{c2} déterminés pendant des essais de chauffage à différentes pressions de confinement

a_{c1}	a_{c2}	b_{c1}	b_{c2}
-0,0011	0,0061	0,011	0,0633

6.3.2 Paramètres liés à la déformation élastique

Le coefficient α_2 dans l'équation $d\varepsilon_{vT}^{e} = \alpha_2 dT$ permet de calculer la déformation thermique élastique. Ce paramètre élastique se détermine par un essai échauffement-refroidissement ; il est égal soit à la pente de la courbe de dilatation au début du chauffage (pour échantillons surconsolidés seulement), soit à la pente de la courbe de refroidissement. Les résultats de chauffage et de refroidissement de l'essai 3 sont utilisés pour la détermination de ce paramètre (Figure 6- 3). La Figure 6- 3 présente à gauche la déformation volumique pendant un cycle d'échauffement-refroidissement, à droite la partie de dilatation au début du chauffage. On obtient sur la figure α_2 = 1/101,04x0,01=10^{-4} °C^{-1}. Cette valeur de α_2 trouvée est du même ordre de grandeur que celle trouvée par d'autres auteurs (Sultan ,1997 ; Baldi et al., 1991).

Les deux paramètres c_1 et c_2 sont déterminés en identifiant la courbe HC $p'=c_1 p'_{c0}\exp(c_2\Delta T)$. Deux essais d'échauffement sous deux pressions différentes dans la zone surconsolidée avec les valeurs de degré de surconsolidation R_{OC} plus grandes que 2 sont nécessaires. A partir des points de changement de phase, on détermine la courbe HC et les paramètres c_1 et c_2. Les résultats de chauffage de l'essai 3 et l'essai 7 sont utilisés pour déterminer ces deux valeurs : c_1 = 0,50, et c_2 = -0,02.

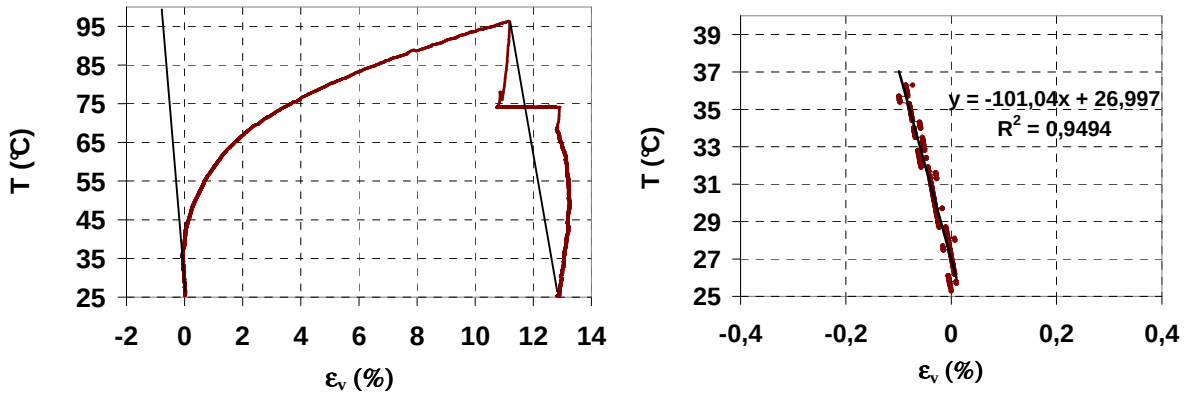


Figure 6- 3. Détermination du coefficient de déformation thermique élastique α_2 à partir des résultats de l'essai 3

6.3.3 Paramètres liés à la déformation plastique

D'après Cui et al. (2000), si le chauffage est réalisé à un état de contrainte de confinement p' à droite du point (p'= $c_1.p'_{c0}$, T = T_0) sur le plan p'-T (voir Figure 6- 2), le sol se comporte comme un matériau normalement consolidé, et la partie plastique de la déformation thermique peut se déterminer par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{vT}^{p} = \exp(\alpha_p \Delta T) - a(\alpha_p)\Delta T - 1 \text{ avec } \alpha_p = \frac{-\alpha_2}{1-a}$$

Avec une valeur de c_1 de 0,5 et une limite élastique de 5 MPa, on a $c_1.p'_{c0}$ =2,5 MPa. Dans l'essai 13, le sol a été chauffé sous une contrainte effective de 3,5 MPa, supérieure à la valeur $c_1.p'_{c0}$ calculée. La déformation plastique se produit donc dès le début du chauffage. Le chauffage par palier de cet essai permet également de séparer la déformation plastique instantanée de la déformation visqueuse. En comparant les déformations plastiques instantanées (prises à environ 10 h après chaque augmentation de température) et celles déterminées avec l'équation de ε_{vT}^{p}, on obtient a = 0,976, donc α_p = -0,00417.

6.4 Validation du modèle

6.4.1 Simulation d'un essai de chauffage isotrope par palier

Les résultats de l'essai 13 sont utilisés pour valider le modèle proposé. Il s'agit d'un essai de chauffage par palier sous une pression de confinement effective de 3,5 MPa, supérieure à la valeur de $c_1.p'_{c0}$. La déformation volumique thermique comporte donc une partie élasto-plastique

à court terme et une partie visqueuse à long terme. Ces déformations sont déterminées par les équations suivantes :

$$d\varepsilon_{vT} = d\varepsilon_{vT}^{e} + d\varepsilon_{vT}^{p} + d\varepsilon_{vT}^{c}$$

Avec :

$$d\varepsilon_{vT}^{e} = \alpha_2 dT$$

$$d\varepsilon_{vT}^{p} = \alpha_p \left(\exp(\alpha_p \Delta T) - a\right) dT$$

$d\varepsilon_{vT}^{c} = a_c \exp(b_c T) d(\ln t)$, avec $a_c = a_{c1}p' + a_{c2}$, $b_c = b_{c1}p' + b_{c2}$

Les résultats expérimentaux et de la modélisation sont présentés sur la Figure 6- 4 et la Figure 6- 5. La Figure 6- 4 présente la température imposée et les déformations volumiques (déformation mesurée $\varepsilon_{v\ mesuré}$, déformation plastique calculée ε_{vT}^{p} et déformation visco-élasto-plastique calculée ε_{vT}^{cep}). La figure montre que la déformation mesurée est nettement plus grande que celle calculée par l'application simple du modèle de Cui et al. (2000). La considération de la partie visqueuse dans le calcul améliore nettement les résultats de simulation, notamment à chaque température constante.

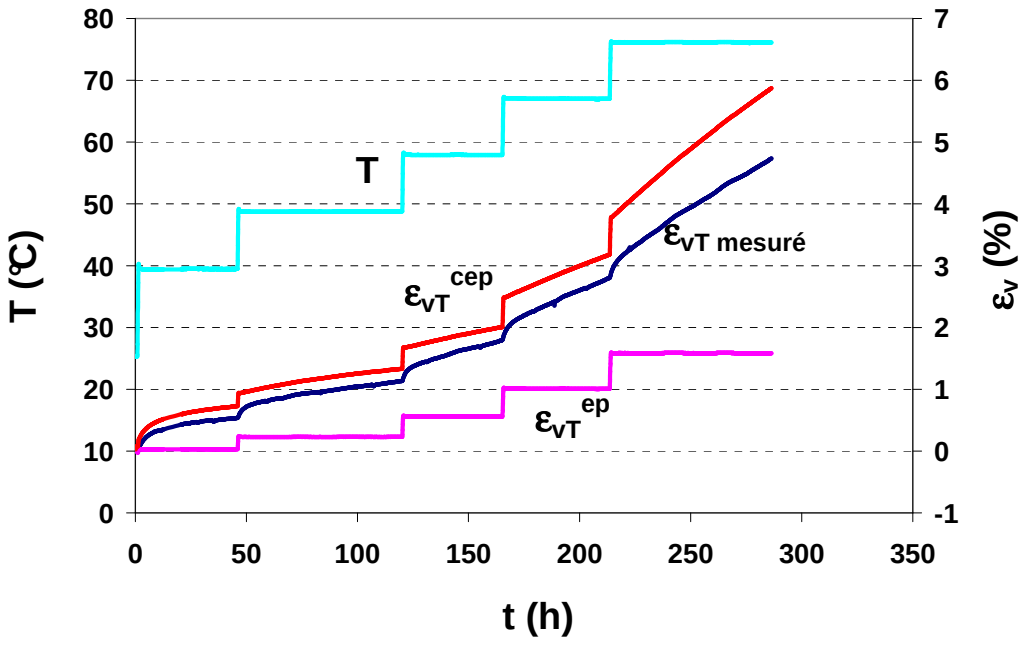


Figure 6- 4. Déformation volumique thermique dans l'essai 13 : résultats expérimentaux et de la modélisation

On note cependant qu'une différence existe entre ε_{vT}^{cep} et $\varepsilon_{vT\ mesuré}$; elle est d'autant plus grande que la température est élevée. Cet écart est principalement dû à la surestimation de la déformation élasto-plastique (ε_{vT}^{ep}) dans le calcul. Ceci est lié à la méthode de détermination des paramètres. En effet, la déformation plastique prise en compte pour déterminer les paramètres plastiques contient, à part la déformation plastique, une partie visqueuse. Un réajustement des paramètres permetterait d'améliorer les résultats de simulation.

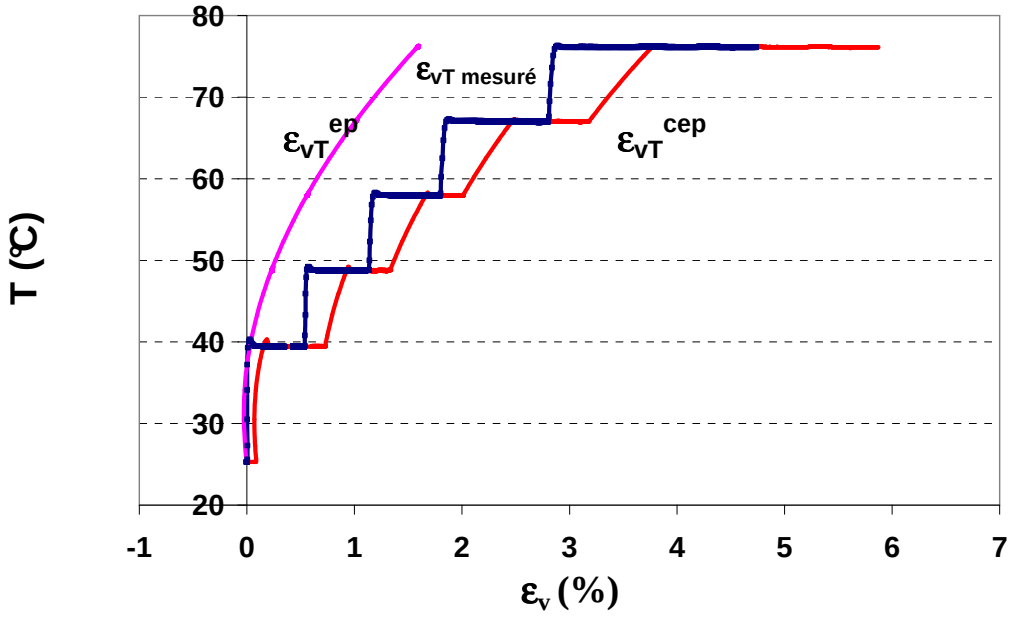


Figure 6- 5. Déformation volumique thermique dans l'essai 13 : résultats expérimentaux et de modélisation

La Figure 6- 5 présente les déformations volumiques thermiques en fonction de la température. La figure montre clairement que la déformation élasto-plastique (ε_{vT}^{ep}) ne représente pas la déformation mesurée ($\varepsilon_{vT\ mesuré}$) du sol à une température constante. On observe également une différence entre l'incrément de ε_{vT}^{cep} calculée et de $\varepsilon_{vT\ mesuré}$ à chaque palier de température. Ceci est lié au fait que pendant le calcul, la déformation plastique est ajoutée directement à ε_{vT}^{cep} pendant le chauffage, comme une déformation instantanée alors qu'en réalité, elle peut durer un certain temps comme indiqué dans la détermination des paramètres plastiques. Cette observation montre encore une fois la difficulté liée à la distinction entre la déformation instantanée et visqueuse.

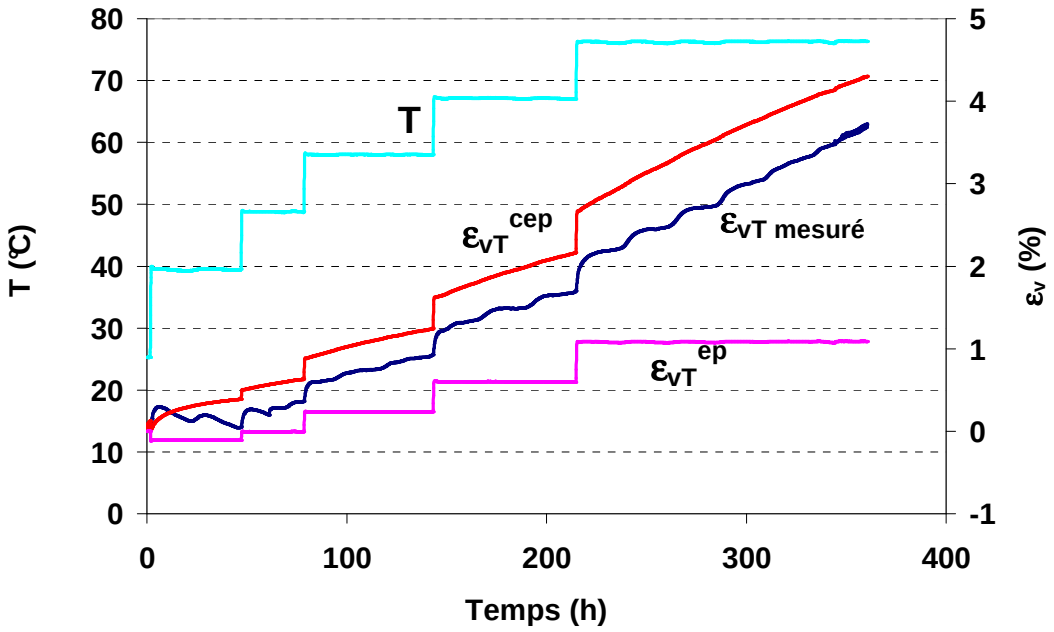


Figure 6- 6. Déformation volumique thermique du sol dans l'essai 15 : résultats expérimentaux et de modélisation

Une autre simulation est effectuée sur l'essai 15. Il s'agit d'un essai de chauffage par palier sous une pression de confinement effective de 2,5 MPa, égale à $c_1.p'_{c0}$. La déformation volumique thermique comporte donc trois parties : élastique, plastique, et visqueuse. Ces déformations sont déterminées par les équations suivantes :

$$d\varepsilon_{vT} = d\varepsilon_{vT}^{e} + d\varepsilon_{vT}^{p} + d\varepsilon_{vT}^{c}$$

Avec :

$$d\varepsilon_{vT}^{e} = \alpha_2 dT$$

$$d\varepsilon_{vT}^{p} = \alpha_p \left(\exp(\alpha_p \Delta T) - a\right) dT$$

$d\varepsilon_{vT}^{c} = a_c \exp(b_c T) d(\ln t)$, avec $a_c = a_{c1}p' + a_{c2}$, $b_c = b_{c1}p' + b_{c2}$

Les résultats expérimentaux et de la modélisation sont présentés sur la Figure 6- 6. La figure présente en fonction du temps la température T et les déformations volumiques (déformation volumique mesurées $\varepsilon_{vT\ mesuré}$, déformation volumique élasto-plastique calculée ε_{vT}^{ep}, déformation volumique visco-élasto-plastique calculée ε_{vT}^{cep}). Il apparaît clairement que la prise en compte du fluage permet de mieux décrire le comportement volumique

du sol : ε_{vT}^{cep} est assez proche de $\varepsilon_{vT\ mesuré}$. L'écart observé entre ε_{vT}^{cep} et $\varepsilon_{vT\ mesuré}$ est dû à la détermination des paramètres plastiques, comme indiqué précédemment.

6.4.2 Simulation d'un essai de chauffage à vitesse constante

Les résultats de l'essai 7 sont utilisés. Il s'agit d'un essai de chauffage à vitesse constante sous une pression de confinement effective de 2,5 MPa, égale à $c_1.p'_{c0}$. La déformation volumique thermique est donc visco-élasto-plastique et est déterminée comme pour l'essai 15.

Les résultats expérimentaux et de la modélisation sont présentés sur la Figure 6- 7 et la Figure 6- 8. La Figure 6- 7 présente en fonction du temps la température T et les déformations volumiques thermiques mesurées et calculées, alors que la Figure 6- 8 présente les déformations en fonction de la température. On peut observer sur les deux figures que la déformation du sol est mieux simulée par la considération du fluage : la courbe ε_{vT}^{cep} est plus proche de celle de $\varepsilon_{vT\ mesuré}$ qu'est la courbe ε_{vT}^{ep}. On observe à nouveau que la déformation calculée ε_{vT}^{cep} est légèrement plus importante que celle mesurée $\varepsilon_{vT\ mesuré}$. Cette différence peut être expliquée par la même raison que dans les essais de chauffage par palier, i.e. la déformation plastique utilisée pour déterminer les paramètres plastiques est majorée par l'existence simultanée de la partie visqueuse.

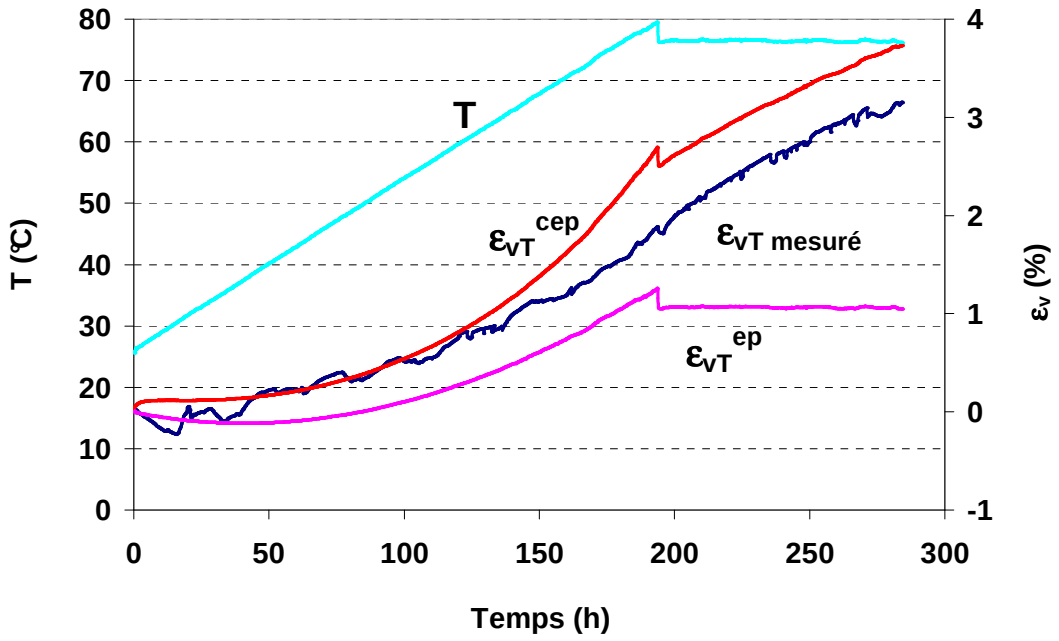


Figure 6- 7. Déformation volumique thermique dans l'essai 7 : résultats expérimentaux et de la modélisation

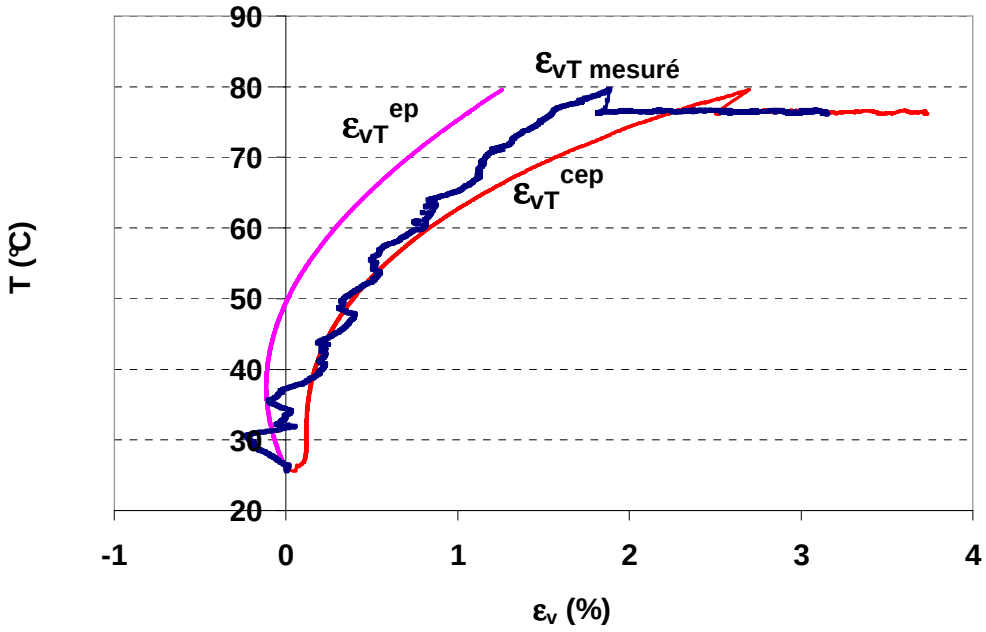


Figure 6- 8. Déformation volumique thermique dans l'essai 7

6.5 Conclusions

Une extension du modèle de Cui et al. (2000) a été proposée pour décrire le comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom en prenant en compte l'effet du temps. Cette modification du modèle permet, d'une part, de prendre en compte l'effet thermique sur le comportement élasto-plastique du sol et d'autre part, de décrire les effets de la température sur le comportement visqueux du sol. On s'est limité à l'application de ce modèle modifié pour simuler le comportement volumique du sol pendant le chauffage en condition drainée.

L'idée principale était d'ajouter à la déformation thermique élasto-plastique une partie thermique visqueuse $d\varepsilon_{vT}^{c}$ dépendant de la température et de la contrainte effective moyenne. La relation entre le taux de déformation différée et la température suit une relation exponentielle, déterminée empiriquement dans le Chapitre 4. Neuf paramètres ont été déterminés pour simuler la déformation volumique d'un essai de chauffage, cinq pour caractériser le comportement élasto-plastique (α_2, c_1, c_2, a, α_p), quatre pour caractériser le comportement visqueux (a_{c1}, a_{c2}, b_{c1}, b_{c2}).

La simulation de trois essais, deux essais de chauffage par palier et un essai à vitesse d'échauffement constante a été réalisée pour valider le modèle proposé. Les résultats montrent

que l’ajout de la partie visqueuse améliore notablement les simulations. La déformation calculée est généralement plus importante que la déformation mesurée. Ceci peut être expliqué par la difficulté liée à la détermination des paramètres plastiques. En effet, il était difficile de distinguer la déformation instantanée de la déformation visqueuse de façon explicite.

CONLUSION GENERALE

Le travail de recherche présenté dans ce mémoire a été développé dans le cadre du projet PRACLAY Heater Test, l'objectif principal étant de mieux comprendre le comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom, afin d'orienter la mise en œuvre du Heater Test et l'interprétation des résultats obtenus pendant cet essai. Pour ce faire, une campagne d'essais destinant à déterminer les caractéristiques de rétention d'eau, le couplage succion-contrainte et le comportement thermo-mécanique a été réalisée.

On a commencé par une étude bibliographique sur le comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de grande profondeur. On a abordé d'abord le comportement pendant la phase de saturation et de consolidation. Ensuite, l'attention a été portée à la variation volumique due au chauffage, en particulier au rôle de la température sur le comportement visqueux du sol. On a présenté également les études sur l'effet de la température sur les propriétés mécaniques à différents états : élasto-plastique, à la rupture ou à l'état critique. Un rappel sur les lois de comportement thermo-hydro-mécanique avec ou sans la prise en compte l'effet de temps a été également réalisé.

Différentes techniques expérimentales ont été développées dans cette étude. On a d'abord mis au point des techniques de préparation d'échantillons de sol et de l'eau interstitielle. Une cellule oedométrique munie d'un tensiomètre a été développée pour étudier la variation de succion pendant des essais de compression axiale. Concernant les études du comportement thermo-hydro-mécanique, deux systèmes triaxiaux permettant de mener des essais à hautes pressions et à températures contrôlées ont été développés. Une procédure expérimentale détaillée de l'essai a été proposée.

Les résultats concernant la rétention d'eau ont montré que le sol utilisé pour les essais a été légèrement séché en comparant avec son état in situ, engendrant une augmentation de la succion. Les essais de compression axiale avec suivi de succion dans la cellule oedométrique ont montré l'effet du couplage hydro-mécanique sur le comportement volumique du sol. Ces résultats ont permis de proposer une procédure de saturation spécifique pour les essais triaxiaux. Il a été choisi d'appliquer une pression de confinement avant la mise en contact entre l'eau et l'échantillon. Cette pression de confinement, prise égale à 2,5 MPa, a pour but d'amener la succion du sol à une valeur proche de zéro, limitant ainsi la modification de la microstructure due au gonflement.

Les résultats de la phase de saturation ont montré que le comportement de l'argile de Boom en contact avec de l'eau dépend des conditions d'essai et des caractéristiques initiales de l'échantillon. Des essais de consolidation mécanique par palier ou à vitesses de chargement constante ont montré un comportement différé attestant du comportement visqueux du sol. Des essais de chauffage par palier ou à vitesse de chauffage constante à différentes pressions effectives ont également mis en évidence un comportement volumique différé. On a observé une augmentation nette des taux de déformation volumique différée avec la température. D'après les résultats expérimentaux, une loi exponentielle a été établie pour décrire la relation entre les taux de déformation différée et la température, différentes contraintes effectives isotropes.

Les essais de compression isotrope et de cisaillement à différentes températures ont montré un rétrécissement de la surface de charge, et donc du domaine élastique, avec l'augmentation de la température, ce qui est cohérent avec les résultats trouvés dans la bibliographie. Les essais de cisaillement ont présenté un comportement sans pic de la courbe effort-déformation ε_a-q et un comportement volumique contractant. Pour les essais de cisaillement à vitesse de déplacement contrôlée, une rupture de type ductile a été en général observée. En revanche, une rupture fragile suivant un plan net a été observée dans les essais de cisaillement à vitesse de chargement contrôlée.

La modélisation du comportement volumique du sol lors du chauffage a été réalisée en faisant une extension du modèle Cui et al. (2000) à l'effet du temps. L'idée principale était d'ajouter à la déformation thermique élasto-plastique une partie thermique visqueuse $d\varepsilon_{vT}^{c}$ dépendant de la température et de la pression effective. Les résultats ont montré que cette approche a permis de décrire de façon satisfaisante les phénomènes observés expérimentalement.

En perspective, on peut envisager des études complémentaires pour confirmer les connaissances acquises. Des résultats supplémentaires sont nécessaires pour une description plus approfondie de la relation entre le taux de fluage, la température et la pression effective. Comme proposé par Yin et Graham (1999), la dépendance du taux visqueux au temps parcouru doit être étudiée par des essais plus longs. Des surfaces de charge à différentes températures sont à compléter par un nombre d'essais plus important. Enfin, il est aussi important d'aborder expérimentalement la règle d'écoulement plastique à différentes températures, aspect délaissé volontairement dans cette étude pour se focaliser sur l'aspect visqueux.

Le travail de modélisation est aussi à compléter. En effet, par l'approche actuelle, la détermination de l'état initial du sol est difficile puisque le temps est pris comme une variable directe. De plus, l'extension du modèle au cas déviatorique semble difficile. Un modèle complet combinant le modèle de Cui et al. (2000) et un modèle prenant en compte l'effet du temps comme les modèles basés sur le concept de surcharge ou sur le concept de surface non stationnaire semble être une bonne alternative.

Annexe 1 **SPECIFICATIONS TECHNIQUES**

1. GDS de basse pression

Spécification	GDS basse pression
Gamme de pression	2/3 MPa
Capacité volumique	200 cm^3/ 1000 cm^3
Résolution en pression/volume	2 kPa/ 1 mm^3
Commande	Par clavier et afficheur LCD (Ou interface RS-232 pour le pilotage et le transfert des paramètres)

2. GDS de haute pression

Spécification	GDS haute pression
Gamme de pression	32 MPa
Capacité volumique	200 cm^3
Résolution en pression/volume	15 kPa/ 1 mm^3
Tolérance de pression	Erreur caractéristique : 64 kPa +0,05% valeur mesurée Erreur environnementale : 0,025%/°C valeur mesurée
Tolérance de volume	Erreur caractéristique : 0,25% valeur mesurée Erreur environnementale : 0,02%/°C +0,2%/MPa volume d'eau dans le cylindrevaleur mesurée
Commande	Par clavier et afficheur LCD (Ou interface IEEE-488 pour le pilotage et le transfert des paramètres)

3. Capteur de pression interstitielle

Spécification	Capteur de pression série P9000
Etendue de mesure (EM)	0-2 MPa / 0-10 MPa
Température d'utilisation	-40 °C +100 °C
Précision de mesure	<0,05 % EM
Dérives thermiques	<0,004 % EM/°C
Stabilité à long terme	<0,1 %/an
Non-linéraité + Hystérésis + Non-répétabilité	±0,05 % EM

4. Thermocouple

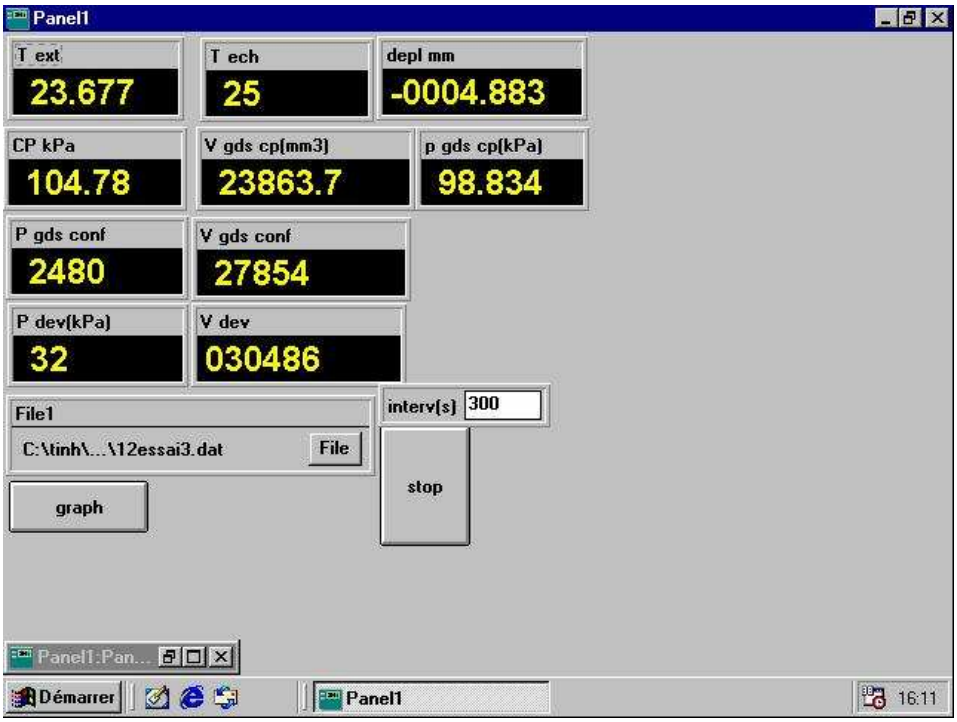
Spécification	Capteur de température Pt 100 fabriqué par CORREGE (PSC6/2000)
Etendue de mesure (EM)	-50 °C +250 °C
Dimension de la sonde	Ø6x35
Longueur du câble	2 m

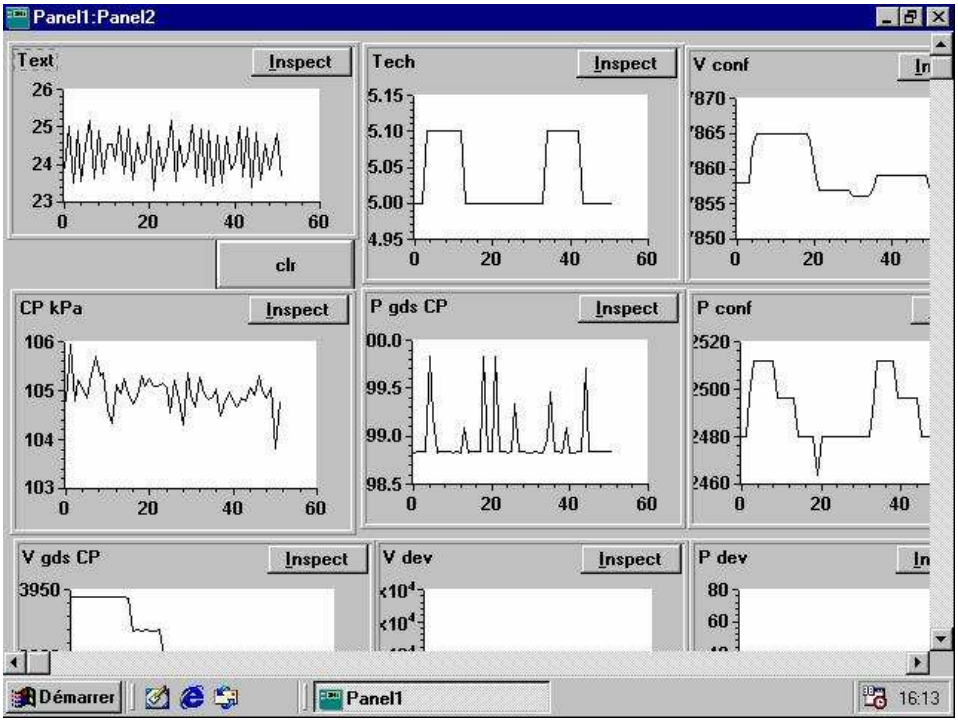
5. Capteur de déplacement axial Mitutoyo

Spécification	Comparateur Absolute Digimatic ID-C série 543
Etendue de mesure (EM)	0-12 mm
Précision de mesure	0,003 mm
Résolution	0,001 mm
Poids	160 g
Affichage	Ecran LCD

6. Système d'acquisition du système autocompensé

Le système d'acquisition est élaboré en langage TestPoint. On peut observer les résultats soit en valeur, soit en diagrammes. L'intervalle pour une acquisition est 300 s en cours d'essai et 60 s au début de chaque essai.


Panel1
T ext
23.677
T ech
25
depl mm
-0004.883
CP kPa
104.78
V gds cp(mm3)
23863.7
p gds cp(kPa)
98.834
P gds conf
2480
V gds conf
27854
P dev(kPa)
32
V dev
030486
File1
C:\tinh\...\12essai3.dat
File
interv(s)
300
stop
graph
Panel1:Pan...
Démarrer
Panel1
16:11


Panel1:Panel2
Text
Inspect
Tech
Inspect
V conf
clr
CP kPa
Inspect
P gds CP
Inspect
P conf
V gds CP
Inspect
V dev
Inspect
P dev
Démarrer
Panel1
16:13

Annexe 2 **CARACTERISTIQUES DES ECHANTILLONS**

Essai 1

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	m (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	37,90	69,78	159,73	23,11	78,72	0,62	0,39
2	Saturation, gonflement à p’ = 100 kPa	40,06	73,76			92,96	0,91	0,48
3	2 cycles de p’ = 0,25 - 5,5 - 0,25 MPa	39,93	73,52			92,08	0,89	0,47

Tableau 1. Caractéristiques de l’échantillon pendant les phases de l’essai 1

Essai 2

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	m (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	38,00	65,00	148,92	21,21	73,72	0,60	0,38
2	Saturation, gonflement à p’ = 100 kPa	39,33	67,27			81,72	0,78	0,44
3	p’ = 0,1 - 1,4 - 0,1 MPa	39,08	66,85			80,19	0,74	0,43

Tableau 2. Caractéristiques de l’échantillon pendant les phases de l’essai 2

Essai 3

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	m (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	37,30	68,60	150,34	21,60	74,96	0,62	0,38
2	Compression isotrope à 2,5 MPa	36,88	67,82			72,43	0,56	0,36
3	Gonflement à u = 60 kPa, p = 2500 kPa	37,08	68,20			73,66	0,59	0,37
4	Saturation p = 2,5 MPa - 3,5 MPa	37,08	68,20			73,66	0,59	0,37
5	p’ = 2,5 MPa -10 MPa - 2,5 MPa à 25 °C	36,74	67,57			71,65	0,52	0,34
6	T° = 25 °C - 96°C - 25 °C à p’ = 2,5 MPa	34,85	64,10			61,16	0,32	0,24

Tableau 3. Caractéristiques de l’échantillon pendant les phases de l’essai 3

Essai 5

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	m (g)	w (%)	V (cm^3)	e	N
1	Avant montage	37,50	71,50	158,55	19,60	78,97	0,59	0,37
2	Compression isotrope à 2,5 MPa	37,35	71,21			78,00	0,57	0,36
3	Gonflement à u = 100 kPa, p = 2500 kPa	37,42	71,35			78,48	0,58	0,37
4	Saturation p = 2,5 MPa - 3,5 MPa	37,41	71,32			78,37	0,58	0,37
5	T° = 25°C - 80°C à p' = 2,5 MPa	36,33	69,27			71,82	0,45	0,31
6	p’ = 2,5 MPa - 5,3 MPa à T° = 80 °C	34,76	66,28			62,91	0,27	0,21

Tableau 4. Caractéristiques de l’échantillon pendant les phases de l’essai 5

Essai 7

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	m (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	38,20	74,70	172,12	19,60	85,61	0,59	0,37
2	Compression isotrope à 2,5 MPa	37,74	73,80			82,55	0,30	0,35
3	Gonflement à u = 100 kPa, p = 2500 kPa	37,91	74,13			83,66	0,55	0,36
4	Saturation p = 2,5 MPa - 3,5 MPa	37,85	74,02			83,29	0,55	0,35
5	T° = 25°C - 80°C à p' = 2,5 MPa	37,49	73,31			80,92	0,50	0,33
6	Cisaillement de p'_0 = 2,5 MPa, T° = 76 °C	39,35	65,19			79,28	0,47	0,32

Tableau 5. Caractéristiques de l'échantillon pendant les phases de l'essai 7

Essai 8

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	m (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	38,50	53,00	121,18	19,60	61,70	0,63	0,39
2	Compression isotrope à 2,5 MPa	38,50	53,00			60,70	0,60	0,37
3	Gonflement à u = 100 kPa, p = 2500 kPa	38,58	53,11			61,07	0,61	0,38
4	Saturation p = 2,5 MPa - 4 MPa	38,58	53,11			61,07	0,61	0,38
5	p' = 2,5 MPa - 3,5 MPa	38,44	52,97			60,60	0,60	0,37
6	Cisaillement de p'_0 = 3,5 MPa, T° = 25 °C	38,40	52,64			60,10	0,58	0,37

Tableau 6. Caractéristiques de l'échantillon pendant les phases de l'essai 8

Essai 9

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	m (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	38,40	74,50	170,77	19,60	86,28	0,61	0,38
2	Compression isotrope à 2,5 MPa	38,07	73,86			84,06	0,60	0,38
3	Gonflement à u = 100 kPa, p = 2500 kPa	38,18	74,07			84,79	0,61	0,38
4	Saturation p = 2,5 MPa - 3,9 MPa	38,18	74,07			84,79	0,61	0,38
5	Cisaillement de p'_0 = 2,5 MPa, T° = 25 °C	40,09	66,35			83,76	0,59	0,37

Tableau 7. Caractéristiques de l'échantillon pendant les phases de l'essai 9

Essai 10

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	M (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	38,30	74,50	170,00	20,00	85,83	0,62	0,38
2	Compression isotrope à 2,5 MPa	37,94	73,85			83,62	0,60	0,38
3	Gonflement à u = 100 kPa, p = 2500 kPa	38,05	74,07			84,35	0,62	0,39
4	Saturation p = 2,5 MPa - 3,9 MPa	38,00	73,96			83,98	0,61	0,39
5	p' = 2,5 MPa - 3 MPa	37,87	73,72			83,16	0,60	0,37
6	p' = 3 MPa - 3,5 MPa	37,79	73,56			82,63	0,59	0,37
7	Cisaillement de p'_0 = 3,5 MPa, T° = 25 °C	38,38	70,32			81,47	0,56	0,36

Tableau 8. Caractéristiques de l'échantillon pendant les phases de l'essai 10

Essai 11

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	M (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	38,40	74,20	170,77	19,80	85,93	0,61	0,38
2	Compression isotrope à 2,5 MPa	38,07	73,56			83,72	0,57	0,36
3	Gonflement à u = 100 kPa, p = 2500 kPa	38,18	74,77			84,45	0,58	0,37
4	Saturation p = 2,5 MPa - 3,9 MPa	38,12	73,66			84,08	0,57	0,37
5	p' = 2,5 MPa - 4 MPa	37,97	73,37			83,07	0,56	0,36
6	T° = 25 - 40 - 53 - 67 - 25 °C, p' = 4 MPa T° = 25 - 40 - 49 - 58 °C, p' = 4 MPa	37,75	72,94			81,62	0,53	0,35

Tableau 9. Caractéristiques de l'échantillon pendant les phases de l'essai 11

Essai 12

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	M (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	37,90	49,00	108,76	20,00	55,28	0,63	0,39
2	Compression isotrope à 2,5 MPa	37,67	48,70			54,28	0,60	0,37
3	Gonflement pendant saturation, p = 2,5 - 3,9 MPa	38,05	49,19			55,94	0,65	0,39
4	T° = 25 - 40 - 55 - 70 - 80 - 70 °C, p' = 2,5 MPa	36,43	47,10			49,08	0,45	0,31
5	p' = 2,5 - 6,4 - 2 MPa à T° = 70 °C	34,43	44,52			43,02	0,27	0,21
6	Cisaillement de p'_0 = 2 MPa, T° = 70 °C	34,64	44,79			42,21	0,24	0,20

Tableau 10. Caractéristiques de l'échantillon pendant les phases de l'essai 12

Essai 13

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	M (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	37,70	72,00	160,80	19,50	80,37	0,59	0,37
2	Compression isotrope à 2,5 MPa	37,34	71,32			78,10	0,55	0,35
3	Gonflement à u = 100 kPa, p = 2500 kPa	37,62	71,85			79,86	0,58	0,37
4	Saturation p = 2,5 - 3,5 MPa	37,62	71,85			79,86	0,58	0,37
5	p' = 2,5 MPa - 3,5 MPa à T° = 25 °C	37,53	71,67			79,28	0,57	0,36
6	T° = 25 - 76,1 °C (paliers), p' = 3,5 MPa	36,93	70,52			75,53	0,50	0,33
7	Cisaillement de p'_0 = 3,5 MPa, T° = 76,1 °C	35,83	68,42			68,98	0,37	0,27

Tableau 11. Caractéristiques de l'échantillon pendant les phases de l'essai 13

Essai 14

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	M (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	38,00	71,20	160,10	19,90	80,75	0,61	0,38
2	Compression isotrope à 2,5 MPa	37,64	70,53			78,48	0,57	0,36
3	Gonflement à u = 100 kPa, p = 2500 kPa	37,92	71,05			80,23	0,60	0,38
4	Saturation p = 2,5 - 3,5 MPa	37,92	71,05			80,23	0,60	0,38
5	p' = 2,5 MPa - 3,8 MPa à T° = 25 °C	37,33	69,94			76,54	0,53	0,35
6	T° = 25 - 76,1 °C (paliers), p' = 3,8 MPa	36,71	68,78			72,78	0,46	0,31
7	Cisaillement de p'_0 = 3,8 MPa, T° = 76 °C	36,17	67,78			69,66	0,39	0,28

Tableau 12. Caractéristiques de l'échantillon pendant les phases de l'essai 14

Essai 15

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	M (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	37,90	72,10	164,86	21,60	81,34	0,60	0,38
2	Compressio isotrope à 2,5 MPa	37,34	71,03			77,76	0,53	0,35
3	Gonflement à u = 100 kPa, p = 2500 kPa	37,67	71,67			79,88	0,57	0,36
4	Saturation p = 2,5 - 3,5 MPa	37,67	71,67			79,88	0,57	0,36
6	T° = 25 - 76,3 °C (paliers), p' = 2,5 MPa	37,20	70,76			76,90	0,51	0,34
5	p' = 2,5 –3- 3,5 MPa à T° = 76,3 °C	36,84	70,08			74,68	0,47	0,32
7	Cisaillement de p'_0 = 3,5 MPa, T° = 76,3 °C	35,97	68,43			69,54	0,37	0,27

Tableau 13. Caractéristiques de l'échantillon pendant les phases de l'essai 15

Essai 16

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	M (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	38,00	61,80	142,12	21,60	70,09	0,60	0,38
2	Compression isotrope à 2,5 MPa	37,60	61,15			67,90	0,55	0,36
3	Gonflement à u = 100 kPa, p = 2500 kPa	37,97	61,74			69,90	0,60	0,37
4	Saturation p = 2,5 – 3,5 MPa	37,97	61,74			69,90	0,60	0,37
5	p' = 2,5 - 3 MPa à T° = 25 °C	37,92	61,67			69,63	0,59	0,37
6	T° = 25 - 80 °C (paliers), p' = 3 MPa	37,04	60,24			64,90	0,48	0,33
7	Cisaillement de p'_0 = 3 MPa, T° = 80 °C	36,40	59,20			61,62	0,41	0,29

Tableau 14. Caractéristiques de l'échantillon pendant les phases de l'essai 16

Essai 17

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	M (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	38,00	54,80	125,51	20,00	62,15	0,59	0,37
2	Compression isotrope à 2,5 MPa	38,00	54,80			61,01	0,55	0,36
3	Gonflement à u = 100 kPa, p = 2500 kPa	38,37	55,33			62,81	0,60	0,37
4	Saturation p = 2,5 - 3,5 MPa	38,25	55,16			62,21	0,58	0,37
5	p' = 2,5 –4 MPa à T° = 25 °C	37,64	54,29			59,31	0,51	0,34
7	Cisaillement de p'_0 = 4,5 MPa, T° = 25 °C	36,84	53,12			55,58	0,42	0,30

Tableau 15. Caractéristiques de l'échantillon pendant les phases de l'essai 17

Essai 18

	Etat d'essai	d (mm)	h (mm)	M (g)	w (%)	V (cm^3)	e	n
1	Avant montage	38,50	73,40	170,80	20,30	85,45	0,61	0,38
2	Compression isotrope à 2,5 MPa	38,17	72,76			83,24	0,57	0,36
3	Gonflement à u = 100 kPa, p = 2500 kPa	38,28	72,97			83,97	0,58	0,37
4	Saturation p = 2,5 - 3,9 MPa	38,22	72,87			83,61	0,57	0,36
5	p' = 2,5 - 4 MPa à T° = 25 °C	38,07	72,57			82,59	0,55	0,36
7	Cisaillement de p'_0 = 4 MPa, T° = 25 °C	37,72	71,91			80,34	0,51	0,34

Tableau 16. Caractéristiques de l'échantillon pendant les phases de l'essai 18

Références

Abuel-Naga, H. M., Bergado, D. T. & Ramana, G. V., Grino, L., Rujivipat, P. & Thiet, Y. (2006a). Experimental evaluation of engineering behavior of soft Bangkok clay under elevated temperature. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **132**, No. 7, 902-910.

Abuel-Naga, H. M., Bergado, D. T. & Chaiprakaikeow, S. (2006b). Innovative thermal technique for enhancing the performance of prefabricated vertical drain during the preloading process. *Geotextiles and Geomembranes* **24**, 359–370.

Abuel-Naga, H. M., Bergado, D. T. & Bouazza, A. (2007). Thermally induced volume change and excess pore water pressure of soft Bangkok clay. *Engineering Geology* **89**, 144–154.

AEN-NEA 2003. Engineered Barrier Systems and the Safety of Deep Geological Repositories. State-of-the-art Report. ISBN 92-64-18498-8, OECD Publications.

Aertsens, M., Wemaere, I. & Wounters, L. (2004). Saptial variability of transport parameters in the Boom Clay. *Applied Clay Science* **26**, 37-45.

Agar, J. G., Morgenstern, N. R. & Scott, J. D. (1987). Shear strength and stress-strain behaviour of Athabasca oil sand at elevated temperatures and pressures. *Canadian Geotechnical Journal* **24**, 1-10.

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**, 99-115.

Alonso, E. E., Olivella, S. & Pinyol, N. M. (2005). A review of Beliche dam. *Géotechnique* **55**, No. 4, 267-285.

Augustesen, A., Liingaard, M. & Lade, P. V. (2004). Evaluation of Time-Dependent Behaviour of Soils. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, September, 2004, 137-156.

Baldi, G., Hueckel, T. & Pellegrini, R. (1988). Thermal volume changes of the mineral-water system in low-porosity clays soils. *Canadian Geotechnical Journal* **25**, No. 4, 807-825.

Baldi, G., Hueckel, T., Peano, A. & Pellegrini, R ; (1991). Developments in Modelling of Thermo-Hydro-Geomechanical Behaviour of Boom Clay and Clay-Based Buffer Materials. Commissions of the European Communities, Nuclear Science and Technology, 1991, EUR 13365/1 et EUR 13365/2.

Bastiaens, W. & Mertens, J. (2003). EDZ around an industrial excavation in Boom Clay. *Proceedings of a EC CLUSTER Conference held in Luxemburg 3-5 Nov 2003: Impact of the Excavation Disturbed or Damaged Zone (EDZ) on the Performance of Radioactive Waste Geological Repositories*.

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**, 600-615.

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., Volckaert, G., Alonso, A. & Villar, M. (1997). Suction-controled experiments on Boom clay. *Engineering Geology* **47**, 325-338.

Blatz, J. A & Graham, J. (2003). Elastic-plastic modelling of unsaturated soil using results from a new triaxial test with controlled suction. *Géotechnique* **53**, No. 11, 113-122.

Boudali, M., Leroueil, S. & Sinivas Murthy B. R ; (1994). Viscous behaviour of natural clays. *Proceedings of the 13th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, 411-416.

Bulut, R., Wray, K. (2005). Free energy of water-suction-in filter papers. *Geotechnical Testing Journal* **28**, No. 4.

Burghignoli, A., Desideri, A. & Miliziano, S. (2000) A laboratory study on the thermomechanical behaviour of clayey soils. *Canadian Geotechnical Journal* **37**, 764–780.

Buyens M. & Put M. (1984). Heat transfer experiment in Boom clay. *Proceedings of the 9th European Conference on Thermo Physical Properties,* 17-21 September, 84 Manchester U. K.

Campanella, R. G., & Mitchell, J. K. (1968). Influence of temperature variations on soil behaviour. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers* **94**, No. SM3, 709-7342.

Caruso, M. & Tarantino, A. (2004). A shear box for testing unsaturated soils at medium to high degrees of saturation. *Géotechnique* **54**, No. 4, 281-284.

Cekerevac, C., & Laloui, L. (2004). Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **28,** 209–228.

Cekerevac, C., Laloui, L. & Vuillet, L. (2005). A novel triaxial apparatus for thermo-mechanical testing of soils. *Geotechnical Testing Journal* **28**, No. 2.

Chandler, R. J. & Gutierrez, C. I. (1986). The filter-paper method of suction measurement. *Géotechnique* **36**, No. 2, 265-268.

Chiu, C. F., Cui, Y. J., Delage, P., Haza, E., & De Laure E. (2005). Lessons learnt from suction monitoring during centrifuge modeling. *Proceedings of the International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, Trento, Balkema, 3-8.

Coll, C. (2005). *Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d'ouvrages souterrains*. Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier-Grenoble 1, France.

Cui, Y. J. (1993). *Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Cui, Y. J., Delage, P. (1996). Yielding behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique* **46**. No. 2. 291-311.

Cui, Y. J., Sultan, N. & Delage, P. (2000). A thermomechanical model for saturated clays *Canadian Geotechnical Journal* **37**, 607–620.

Cui, Y. J. (2002). Experimental unsaturated soil mechanics (swelling, collapsible and compacted soils). *Proceedings of the third International Conference on Unsaturated Soils*, 1089-1099.

Cui, Y. J., Yahia-Aissa, M. & Delage, P. (2002). A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays. *Engineering Geology* **64,** 233–250.

Cui, Y. J., Tang, A. M., Mantho, A. T., De Laure, E. (2008). Monitoring field soil suction using a miniature tensiometer. *Geotechnical Testing Journal* **31**, No. 1, 95-100.

Cuisinier, O. & Masrouri, F. (2005). Influence de sollicitations hydriques et mécaniques complexes sur le comportement d'un sol gonflant compacté. *Canadian Geotechnical Journal* **42**, 731-741.

Cunningham, M. R., Ridley, A. M., Dineen, K. & Burland, J. B. (2003). The mechanical behaviour of a reconstituted unsaturated silty clay. *Géotechnique* **53**, No. 2, 183-194.

Hicher P.-Y., Shao J.-F.. Elastoplasticité des sols et des roches, modèles de comportement des sols et des roches **V.1.** Ed. Hèrmes, Paris.

De Bruyn, D. & Thimus, J. -F. (1996). The influence of temperature on mechanical characteristics of Boom clay : the results of an initial laboratory programme. *Engineering Geology* **41,** 117-126.

De Bruyn, D. & Labat, S. (2002). The second phase of ATLAS : the continuation of a running THM test in the HADES underground research facility at Mol. *Engineering Geology* **64**, 309-316.

Decleer, J., Viane, A. & Vandenberghe, N. (1983) Mineralogical characteristics of the Rupelian Boom clay. *Clay Minerals* **18**, 1-10.

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) Britlle fractures and ductile shear bands in argillaceous sediments: inferences from Oligocen Boom Clay (Belgium). *Journal of Structural Geology* **27**, 1095-1112.

Delage, P., Howat, M. D. & Cui, Y. J. (1998). The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted saturated clay. *Engineering Geology* **50**, 31-48.

Delage, P. & Cui, Y.-J. (2000). L'eau dans les sols non saturés. *Techniques de l'ingénieur, traité Construction*, **C301**.

Delage, P., Sultan, N. & Cui, Y.-J. (2000). On the thermal consolidation of Boom clay. *Canadian Geotechnical Journal* **37**, 343-354.

Delage, P., Le, T.-T., Tang A.-M., Cui, Y.-J. & Li, X.-L. (2007). Suction effects in deep Boom clays samples. *Géotechnique* **57**, No. 2, 239-244.

Del Olmo, C., Fioravante, V., Gera, F., Hueckel, T., Mayor, J. C. & Pellegrini., R. (1996). Thermomechanical properties of deep argillaceous formations. *Engineering Geology* **41**, 87-101.

Demars, K. R. & Charles, R. D. (1982). Soil Volume Changes Induced by Temperature Cycling. *Canadian Geotecnical Journal* **19**, 188-194.

Dineen, K. and Burland, J. B. (1995) A new approach to osmotically controlled oedometer testing. *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils*, Paris, France, 459-465.

Doran, I. G., Sivakumar, V., Graham, J. & Johnson, A. (2000). Estimation of in-situ stresses using anisotropic elasticity and suction measurements. *Géotechnique* **50**, No. 2, 189-196.

Doran, I. G., Sivakumar, V., Graham, J. & Johnson, A. (2001). Estimation of in-situ stresses using anisotropic elasticity and suction measurements. *Géotechnique* **51**, No. 4, 383-384.

Erikson, L. G. (1989). Temperature effects on consolidation properties of sulphide clays. *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, 2087-2090.

Gasc-Barbier, M., Chanchole, S. & Bérest, P. (2004). Creep behaviour of Bure clayey rock. *Applied Clay Science* **26**. 449-458.

Gens, A. & Alonso, E. E. (1992). A framework for the behavior of unsaturated expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal* **29**, 1013-1032.

Gens, A., Alonso, E.E., Suriol, J., Lloret, A. (1995). Effect of structure on the volumetric behaviour of a compacted soils *Procceedings of the 1rst International Conference on Unsaturated Soils*, V. 1, p 83.

Giraud, A. & Rousset, G. (1996). Time-dependent behaviour of deep clays. *Engineering Geology* **41.** 181-195.

Graham, J., Kwok, C .K. & Ambroise, R. W. (1987). Stress release, undrained sorage, and reconsolidation in simulated underwater clay. *Canadian Geotechnical Jounal* **24**, 279-288.

Graham, J., (1990). Influence of storage and reconsolidation procedures on clay properties *Geotechnical Testing Jounal* **13**, No. 4, 280-290.

Graham, J., Tanaka, N., Crilly, T. & Alfaro., M. (2001). Modified Cam-Clay modelling of temperature effects in clays. *Canadian Geotechnical Journal* **38**, 608–621.

Hinchberger, S. D. & Rowe, R. K. (1998). Modelling the rate-sensitive characteristics of the Gloucester foundation soils. *Canadian Geotechnical Journal* **35**, 769-789.

Horseman S.T., Winter M.G. & Entwistle D.C (1987). Geotechnical characterization of Boom clay in relation to the disposal of radioactive waste. Commission of European Commuinities, EUR 10987, p. 87.

Horseman S.T., Winter M.G. & Entwistle D.C (1993). Triaxial experiments on Boom Clay. *The Engineering Geology of Week Rock*, Cripps et al. (eds), 1993, Balkema, Rotterdam, 35-43.

Houston, S. L., Houston, W. N. & Wagner, A.-M. (1994). Laboratory filter paper suction measurements. *Geotechnical Testing Journal* **17**, No. 2. 185-194.

Hueckel, T. & Pellegrini, R. (1989). Modelling of thermal failure of saturated clays. International symposium on numerical models in geomechanics - NUMOG, Pietruszczak, L. S., Pande, G. N. (eds), 81-90.

Hueckel, T. & Baldi, G. (1990). Thermoplasticity of saturated clays: experimental constitutive study. *Journal of Geotechnical Engineering* **116**, No. 12, 1778-1796.

Hueckel, T. & Borsetto, M. (1990). Thermoplasticity of saturated soils and shales: constitutive equations. *Journal of Geotechnical Engineering* **116**, No. 1, 1765-1777.

Hueckel, T. & Pellegrini, R. (1991). Thermoplastic modelling of undrained failure of saturated clay due to heating. *Soils and Foundations* **31**, No. 3, 1-16.

Hueckel, T. & Pellegrini, R. (1996). A note on thermomechanical anisotropy of clays *Engineering Geology* **41**, 171-180.

Kassiff, G., Benshalom, A. (1971). Experimental relationship between swell pressure and suction. *Géotechnique* **21**, No. 3, 245-255.

Krogsboll, A. (1998). Constitutive model with time-dependent deformations. *Engineering Geology* **43**, 258-292.

Kuntiwattanakul, P., Towhata, I. & Ichiro, S. (1995). Temperature effects on undrained shear characteristics of clay. *Soils and Foundations* **35**, No. 1, 147-162.

Laloui, L. & Cekerevac C. (2003). Thermo-plasticity of clays: An isotropic yield mechanism. *Computers and Geotechnics* **30**, 649–660.

Lazar, P. (2006). *Etude expérimentale et modélisation du comportement thermo-hydro-mécanqiue des matériaux de failles rocheuses*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Li, Z. M. (1995). Compressibility and collapsibility of compacted unsaturated loessial soils *Procceedings of the 1rst International Conference on Unsaturated Soils*, V. 1, p 139.

Lignau, B. E., Graham, J. & Tanaka, N. (1994). Isothermal modelling of sand-bentonite mixtures at elevated temperatures. *Canadian Geotechnical Journal* **32**, 78-88.

Lignau, B. E., Graham, J. & Tanaka, N. (1996). Effects of temperature on strength and compressibility of sand-bentonite buffer. *Engineering Geology* **41**, 103-115.

Liigaard, M, Augustesen, A. & Lade, P. V. (2004). Characterization of Models for Time-Dependent Behaviour of Soils. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, September 2004, 157-177.

Lloret, A., Villar, M. V., Sanchez, M., Gens, A., Pintado, X. & Alonso, E. E. (2003). Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes. *Géotechnique* **53**. No. 1, 27-40.

Mantho, A. T. (2005). *Echanges sol-atmosphère application à la sécheresse*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Merceron T. (1992). Projet Archimède-Argile Acquisition et régulation de la chimie des eaux en milieux argileux. Rep. CCE/ANDRA 92-01, CEC, Brussels.

Merstens, J., Bastiaens, W. & Dehandschutter, B. (2004). Characterisation of induced discontinuities in the Boom Clay aound the underground excavations (URF, Mol, Belgrium). *Apllied Clay Science* **26**, 413-428.

Mitchell, R. L. & Wong, P. K. K. (1973). The generalized failure of an Ottawa Valley Champlain sea clay. *Canadian Geotechnical Jounral* **10**, 607-616.

Moulin G. (1989). Caractérisation de l'état limite de l'argile de Pornic. *Canadian Geotechnical Journal* **26**, 705-717.

Moritz, L. (1995). Geotechnical properties of clay at elevated temperature. *Report of Swedish Geotechnical Institute* **47**, Linköping.

Nash, R. & Ryde, S. J. (2001). Modelling consolidation accelrated by veritcacl drains in soils subject to creep. *Géotechnique* **51**, No. 3, 257-273.

Neerdael, B., & Boyazis, J. P. (1997). The Belgium underground research facility: Status on the demonstration issues for radioactive wasted disposal in clay. *Nuclear Engineering and Design* **176**, 89-96.

NF P94-070 (1994). Sols: reconnaissance et essais. Essais à l'appareil triaxial de revolution. Association Française de Normalisation, AFNOR 1994.

NF P94-074 (1994). Sols: reconnaissance et essais. Essais à l'appareil triaxial de revolution. Association Française de Normalisation, AFNOR 1994.

Noynaert, L., Volckaert, G., De Cannière, P., Meynendonckx, P., Labat, S., Beaufays, R., Put, M., Aertsens, M., Fonteyne, A. & Vandervoort, F. (1997). Demonstration of test to study the near field effects of an HLW-canister in argillaceous formation. CEC Rep., Luxembourg, EUR 18151 EN.

Noynaert, L., Volckaert, G., Meynendonckx, P, Beaufays, R. & Fonteyne, A. (1992). The CERBERUS Test, Corsendonk. CEN-SCK.

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*, SM6, 1863–1878.

ONDRAF/NIRAS, 2001. *Aperçu technique du rapport SAFIR 2. Safety Assessment and Feasibility Interim Report 2*. Publication NIROND 20001-05 F, p. 280.

Ortiz, L., Volckaert, G. & Mallants, D. (2002). Gas generation and migration in Boom Clay, a potential host rock formation for nuclear waste storage. *Engineering Geology* **64**, (2-3), 287-296.

Olszak, W. & Perzyna, P. (1966). The constitutive equations of the flow theory for a nonstationary yield condition. *Procceedings of the 11th International. Congress of Applied Mechanics*, Springer, Berlin, 545–553.

Paaswell R. E. (1967). Temperature effects on clay soil consolidation. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers* **93**, No. SM3, 9-22.

Perzyna, P. (1966). Fundamental problems in viscoplasticity. *Advances in Applied Mechanics* **9**, 243-377.

Picard, J. M. & Tchiyep, G. (1993). Coupled thermo-hydro-mechanical modelling of in situ heating experiment in Boom clay. 3rd Int. Workshop Clay Barriers. Thermomechanics of Clays anf Clay Barriers. ISMES, Bergamo, Italy, 22-24 Oct. 1993.

Picard, J.-M. (1994). Ecrouissage thermique des argiles saturées : application au stockage de déchets radioactifs. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Picard, J. M., Bazargan, B. & Rousset, G. (1994). "Essai thermo-hydro-mécanique dans une argile profonde: 'Essai Cactus'", Final report, EUR 15482, 1994.

Priol (2005). *Comportement mécanique différé et mouillabilité d'une craie pétrolifère*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Rahardjo, H. & Fredlund, D. G. (2003). K_0-volume characteristics of an unsaturated soil with respect to various loading paths. *Geotechnical Testing Journal* **26**, No. 1, 79-91.

Ridley, A. M. & Burland, J. B. (1993). A new instrument for the measurement of soil moisture suction. *Géotechnique* **43**, No. 2, 321-324.

Ridley, A. M., Dinen, K., Burland, J. B. & Vaughan P. R. (2003). Soil matrix suction: some examples of its measurement and application in geotechnical engineering. *Géotechnique* **53**, No. 2, 241-253.

Romero, E. (1999). *Characterisation and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: An experimental study*. Thèse de doctorat. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Espagne.

Romero E., Gens A. & Lloret A. (2003) Suction effects on a compacted clay under non-isothermal conditions. *Géotechnique* **53**, No. 1, 65-81.

Roscoe, K. H. & Burland, J. B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of “wet” clay. *Symposium on Engineering Plasticity*, Cambridge, 535-610.

Satake, M. (1989). Mechanics of granular materials.*Rep., Int. Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, technical committee on mechanics of granular materials, 12th, ICSMFE*, M. Satake, ed., 62–79.

Skempton, A. W. & Sowa, V. A. (1963). The behavior of saturated clays during sampling and testing. *Géotechnique* **13**, No. 4, 269-290.

Sultan, N. (1997). *Etude du comportement thermo-mécanique de l'argile de Boom: expériences et modélisation*. Ph.D. thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Sultan, N., Cui, Y. J. & Delage, P. (1998). Swelling properties of Boom clay. *Problematic Soils, Yanagisawa, Moroto & Mitachi (eds), 1998 Balkema, Rotterdam*, 253-256.

Sultan, N., Delage, P. & Cui, Y.J. (2002). Temperature effects on the volume change behaviour of Boom clay. *Engineering Geology* **64**, 135–145.

Take, W. A. & Bolton, M. D. (2003). Tensiometer and the reliable measurement of soil suction. Géotechnique **53**, No. 2, 159-172.

Tanaka N., Graham, J. & Crilly, J. (1997). Stress-strain behaviour of reconstituted illitic clay at different temperatures. *Engineering Geology* **47**, 339 -350.

Tang, A. M. & Cui Y. J. (2005). Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay. *Canadian Geotechnical Journal* **42,** 287-296.

Tang, G. X., Graham, J., Blatz, J., Malcom, G. & Rajapakse, R. K. N. D (2002). Suctions, stresses and strengths in unsaturated sand-bentonite. *Engineering Geology* **64,** 147-156.

Tarantino, A. & Mongiovi, L. (2003). Calibration of tensiometer for direct measurement of matric suction. *Géotechnique* **53,** No. 1, 137-141.

Tarantino, A. & Mongiovi, L. (2005). Development of an apparatus to investigate the stress variables governing unsaturated soil behaviour. *Geotechnical Testing Journal* **28**. No. 2.

Tarantino, A. & Tombolato, S. (2005). Coupling of hydraulic and mechanical behviour in unsaturated compacted clay. *Géotechnique* **55**, No. 4, 307-317.

Taylor, R. N. & Coop, M. R. (1993). Stress path testing of Boom Clay from Mol, Belgium. *The Engineering Geology of Weak Rock*, Cripps et al. (eds), 1993, Balkema, Rotterdam, 77-82.

Tidfors, M. & Sällfors, G. (1989). Temperature effect on preconsolidation pressure. *Geotechnical Testing Journal* **12**, No. 1, 93-97.

Toker, N. K., Germaine, J. T., Sjoblom, K. J. & Culligan, P. J. (2004). A new technique for rapid measurement of continuous soil moisture characteristic curves. *Géotechnique* **54**, No. 3, 179-186.

Towhata, I., Kuntiwattanaku, P., Seko, I. & Ohishi, K. (1993). Volume change of clays induced by heating as observed in consolidation tests. *Soils and Foundations* **33**, No. 4, 170-183.

Volckaert, G., Ortiz, L., De Cannière, P., Put, M., Horseman, S. T., Harrington, J. F., Fioravante, V. & Impey, M. D. (1995). "MEGAS: Modelling and Experiments on Gas Migration in Repository Host Rocks", Final Report-Phase 1, European Commission Report EUR 16235 EN.

Walker, L. K. & Raymond, G. P. (1968). The prediction of consolidation rates in a cemented clay. *Canadian Geotechncial Journal* **5**, No. 4, 192-216.

Wiebe, B., Graham, J., Tang, G. X. & Dixon, D. (1998). Influence of pressure, saturation, and temperature on the behaviour of unsatrurated sand-bentonite. *Canadian Geotechnical Journal* **35**, 194-205.

Williams, J., Shaykewich, C. F. (1969). An evaluation of polyethylene glycol (PEG) 6000 and PEG 20000 in the osmotic control of soil water matric potential. *Canadian Journal of Soil Science* **102** (6), 394-398.

Wood, D. M. (1990). Soil behavior and crtical state soil mechanics. Cambridge University Press, Cambridge, U. K.

Yin, J. H. & Graham, J. (1996). Elastic visco-plastic modelling of one-dimensional consolidation. *Géotechnique* **46**, No. 3, 515-527.

Yin J. H. & Graham, J. (1999). Elastic viscoplastic modelling of the time-dependent stress-strain behaviour of soils. *Canadian Geotechnical Journal* **36**, 736-745.

Zhang, C.-L. & Rothfuchs, T. (2004). Experimental study of the hydro-mechanical behaviour of the Callovo-Oxfordian argillite. *Applied Clay Science* **26,** 325– 336

Zhang, C.-L., Rothfuchs, T., Su, K. & Hoteit, N. (2007). Experimental study of the thermo-hydro-mechanical behaviour of indurated clays. *Physics and Chemistry of the Earth* **32**, 957-965.