



HAL
open science

Impact de la température et de la succion sur le fluage d'une argile compactée

Zayad Kaddouri

► **To cite this version:**

Zayad Kaddouri. Impact de la température et de la succion sur le fluage d'une argile compactée. Géotechnique. Université de Lorraine, 2018. Français. NNT: 2018LORR0194 . tel-01984798

HAL Id: tel-01984798

<https://theses.hal.science/tel-01984798>

Submitted on 17 Jan 2019

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

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



AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>



UNIVERSITÉ DE LORRAINE

École doctorale SIMPPÉ

Science et Ingénierie des Molécules, des Procédés, des Produits et de l'Énergie
Laboratoire d'Énergétique et de Mécanique Théorique et Appliquée

THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du grade de

Docteur de l'Université de Lorraine

Spécialité : Énergie et Mécanique

Par

Zayad KADDOURI

Impact de la température et de la succion sur le fluage d'une argile compactée

Soutenue le 20 décembre 2018 devant la commission d'examen :

Mme Anne PANTET	Professeur à l'Université du Havre Normandie	Rapporteur
M. Jean-Marie FLEUREAU	Professeur à l'École Centrale-Supélec – Paris	Rapporteur
Mme. Nathalie CONIL	Ingénieur de recherche à l'ANDRA	Examineur
M. Pascal VILLARD	Professeur à l'Université Grenoble Alpes	Examineur
Mme Farimah MASROURI	Professeur à l'Université de Lorraine	Directeur de thèse
M. Olivier CUISINIER	Maître de Conférences à l'Université de Lorraine	Co-directeur de thèse

À la mémoire de mon père

À ma mère

À mes frères et sœurs

À tous ceux qui me sont chers

Remerciements

Ce travail de recherche, réalisé à l'Université de Lorraine au sein du Laboratoire d'Énergétique et de Mécanique Théorique et Appliquée (LEMTA), n'aurait pu être possible sans la contribution de certaines personnes à qui je souhaiterais exprimer toute ma gratitude.

Avant tout, je tiens à adresser mes plus vifs et sincères remerciements à Madame Farimah Masrouri, Directeur de thèse et Professeur à l'École de Géologie (ENSG) de l'Université de Lorraine. Merci de m'avoir accueilli au sein du laboratoire, merci aussi pour vos encouragements à toujours faire mieux et pour la confiance que vous m'avez accordée tout au long de la période de thèse.

Je remercie sincèrement Monsieur Olivier Cuisinier, Codirecteur de thèse et Maître de conférences à l'Université de Lorraine, pour m'avoir guidé tout au long de ce travail. Je le remercie vivement pour sa grande disponibilité, pour sa rigueur scientifique, pour ses conseils avisés et pour son soutien indispensable à la réalisation de ce travail.

J'adresse tous mes remerciements à Madame Anne Pantet, Professeur à l'Université du Havre et à Monsieur Jean-Marie Fleureau, professeur à l'École Centrale-Supélec de Paris, qui ont bien voulu accepter la tâche de rapporteur de ce mémoire. Je remercie également Monsieur Pascal Villard, Professeur à l'Université Grenoble Alpes, et Madame Nathalie Conil, Ingénieur de recherche à l'ANDRA, pour avoir accepté d'examiner la thèse.

Mes remerciements vont aussi à Monsieur Adel Abdallah, Maître de Conférences, et Madame Sandrine Rosin-Paumier, Maître de Conférences à l'Université de Lorraine, pour leurs conseils.

Je remercie les équipes techniques du LEMTA et plus particulièrement Simon Becker, Jamel Ouhajjou, Franck Demeurie, Jacques Tisot, Jordane Rudolf et Franck Mansuy pour leur rigueur et leur professionnalisme qui m'ont grandement aidé dans la mise en place des dispositifs expérimentaux. Je remercie également les secrétaires du LEMTA, Sarah Feuillatre, Mélanie Coureau, Edith Lang, Céline Morville et Irène Léonard.

Merci aux collègues doctorants, post doctorants et ATER, pour toutes les expériences vécues ensemble au laboratoire et en dehors. Merci à, Ahmed, Nidal, Moïse, Soheib, Mojdeh, Marvin, Hossein, Hamza et Luc.

Enfin, pour leur soutien inconditionnel et très précieux de tous les instants, j'associe ce travail très particulièrement à mes parents et à mes frères et sœurs.

Résumé

Les argiles compactées sont utilisées dans de nombreuses applications, notamment en géotechnique et en géotechnique de l'environnement, en raison de leur faible perméabilité, et de leurs propriétés de rétention notamment. Cependant, une fois en place, ces matériaux pourraient être exposés à des sollicitations thermiques et/ou hydriques, à long et très long terme. L'objectif principal de ce travail est de quantifier expérimentalement l'impact de ces sollicitations sur la compressibilité d'une argile compactée, et plus particulièrement son fluage.

Avec cet objectif, des cellules œdométriques à température contrôlée entre 5 et 70°C ont été développées. Deux types d'œdomètre à succion contrôlée par les méthodes osmotique et solutions salines ont été employés dans une gamme de succion comprise entre 0 et 20,8 MPa, et à une température constante de 20°C. Ces dispositifs ont permis d'étudier le fluage jusqu'à une contrainte verticale de 3600 kPa. L'étude s'est concentrée sur le comportement d'une argile moyennement gonflante compactée.

Les résultats obtenus ont tout d'abord montré que la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p diminue à mesure que la température augmente. Le coefficient de fluage C_{ae} augmente avec la température, cet effet étant plus particulièrement marqué à des contraintes plus élevées. Une relation linéaire entre le coefficient de fluage C_{ae} et l'indice de compression incrémental C_c^* a été observée dans la plage de contraintes considérée et le rapport (C_{ae}/C_c^*) dépend de la température.

Ensuite, deux approches expérimentales complémentaires (essais de fluage par paliers ou à vitesse de déformation contrôlée) ont mis en évidence la dépendance des caractéristiques de fluage vis-à-vis de la succion du sol. Par ailleurs, la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p augmente avec l'augmentation de la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_v$ et de la succion. En revanche, l'indice de compression C_c et le coefficient de fluage C_{ae} varient d'une manière non monotone avec une valeur maximale sous une succion de 3,5 et de 2 MPa, respectivement. L'évolution de ces paramètres apparaît fortement liée à la structure interne du sol. L'analyse de la variation de σ'_p avec $\dot{\epsilon}_v$ et de C_{ae} avec C_c a montré que la relation $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v = C_{ae} / C_c$ est également valable pour le sol argileux compacté étudié dans les cas saturés et non saturés.

Mots-clefs : argile compactée, fluage, essais œdométriques, température, succion, vitesse de déformation.

Abstract

Compacted clays are used in many applications, including geotechnical and environmental geotechnical applications, due to their low permeability and retention properties. However, once in place, these materials could be exposed to thermal and/or water variations in the long and very long term. The main objective of this work is to experimentally quantify the impact of these variations on the compressibility of a compacted clay, and in particular its creep.

With this objective, oedometric cells with controlled temperatures between 5 and 70°C were developed. Two types of oedometers with suction controlled by osmotic and saline methods were used in a suction range of 0 to 20.8 MPa, and at a constant temperature of 20°C. These devices were used to study creep up to a vertical stress of 3600 kPa. The study focused on the behavior of a moderately swelling compacted clay.

The obtained results first showed that the yield stress σ'_p decreases as the temperature increases. The creep coefficient C_{ae} increases with temperature, this effect being particularly marked at higher stresses. A linear relationship between the creep coefficient C_{ae} and the incremental compression index C^*_c was observed within the stress range considered and the ratio (C_{ae}/C^*_c) is temperature dependent.

Then, two complementary experimental approaches (creep tests by steps or at controlled strain rate) highlighted the dependence of creep characteristics on soil suction. In addition, the yield stress σ'_p increases with increasing strain rate $\dot{\epsilon}_v$ and suction. In contrast, the compression index C_c and the creep coefficient C_{ae} vary in a non-monotonic manner with a maximum value under suction of 3.5 and 2 MPa, respectively. The evolution of these parameters appears to be strongly related to the internal structure of the soil. Analysis of the variation of σ'_p with $\dot{\epsilon}_v$ and C_{ae} with C_c showed that the relationship $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v = C_{ae} / C_c$ is also valid for the studied compacted clayey soil in saturated and unsaturated states.

In conclusion, the results of this work allowed information to be gathered for better understanding the compressibility and creep behavior of compacted clayey soils as a function of temperature and suction.

Keywords: Compacted Clay, Creep, Oedometric Tests, Temperature, Suction, Strain Rate.

Publications et communications

1. Kaddouri, Z., Cuisinier, O., & Masrouri, F. (2018). Influence of effective stress and temperature on the creep behavior of a saturated compacted clayey soil. *Geomechanics for Energy and the Environment*, <https://doi.org/10.1016/j.gete.2018.09.002>.
2. Kaddouri, Z., Cuisinier, O., Masrouri, F., Impact of suction on the creep behavior of a compacted clayey soil. *Applied Clay Science* (to be submitted).
3. Kaddouri, Z., Cuisinier, O., Masrouri, F., Impact de la température sur le fluage d'une argile compactée saturée. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Champs-sur-Marne 2018.
4. Kaddouri, Z., Cuisinier, O., Masrouri, F., Impact of temperature and suction on the long term behavior of a compacted clayey soil. Poster Presented at the Clay Conference at Davos 2017.

Sommaire

REMERCIEMENTS	V
RÉSUMÉ	VII
ABSTRACT	IX
PUBLICATIONS ET COMMUNICATIONS.....	XI
SOMMAIRE	XIII
LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS.....	XVII
TABLES DES FIGURES.....	XXIII
TABLE DES TABLEAUX	XXVIII
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE 1 FLUAGE DES SOLS ARGILEUX - ÉTAT DE L'ART ET STRATÉGIE DE TRAVAIL MISE EN ŒUVRE - .	5
1.1 GÉNÉRALITÉS SUR LES ARGILES	6
1.1.1 <i>Structure et propriétés des argiles</i>	6
1.1.1.1 <i>Niveaux structuraux des sols argileux gonflants</i>	6
1.1.2 <i>Mécanismes de gonflement des argiles</i>	7
1.1.3 <i>Comportement d'une argile en fonction du compactage</i>	8
1.2 PHÉNOMÈNE DE CONSOLIDATION DES SOLS ARGILEUX	8
1.2.1 <i>Notion de contrainte effective</i>	8
1.2.2 <i>Théorie de la consolidation</i>	9
1.2.2.1 <i>Approche phénoménologique : analogie du ressort</i>	9
1.2.2.2 <i>Consolidation primaire / Consolidation secondaire</i>	10
1.3 COMPORTEMENT DÉPENDANT DU TEMPS : PHÉNOMÈNE DU FLUAGE EN CONDITION ŒDOMÉTRIQUE	11
1.3.1 <i>Hypothèses A et B du fluage</i>	11
1.3.2 <i>Définition du coefficient de fluage</i>	13

1.3.3	<i>Relation entre les paramètres de la consolidation primaire et secondaire</i>	16
1.3.3.1	<i>Le rapport $C_{\alpha e}/C_c$</i>	16
1.3.3.2	<i>Le rapport $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$</i>	17
1.3.3.3	<i>Relation entre les rapports $C_{\alpha e}/C_c$ et $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$</i>	18
1.3.4	<i>Mécanismes responsables du fluage</i>	18
1.4	FACTEURS INFLUENÇANT LE FLUAGE	20
1.4.1	<i>Contraintes effectives</i>	20
1.4.2	<i>Température</i>	21
1.4.3	<i>État hydrique (suction)</i>	28
1.5	MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DÉPENDANT DU TEMPS EN CONDITION ISOTHERME ET SATURÉE	35
1.5.1	<i>Modèles empiriques</i>	35
1.5.1.1	<i>Loi semi-logarithmique de fluage</i>	35
1.5.1.2	<i>Modèle Isotache</i>	35
1.5.1.3	<i>Théorie Isochrones</i>	37
1.5.2	<i>Modèles rhéologiques</i>	38
1.5.3	<i>Modèles généraux contrainte-déformation-temps</i>	39
1.5.3.1	<i>Les modèles à surchargement</i>	40
1.5.3.2	<i>Les modèles à surface non stationnaire</i>	42
1.6	MODÉLISATION DES EFFETS DE TEMPÉRATURE ET DE SUCCION SUR LE COMPORTEMENT DÉPENDANT DU TEMPS	43
1.6.1	<i>Effet de la température</i>	44
1.6.1.1	<i>Modèle de Laloui et al. (2008)</i>	44
1.6.2	<i>Effet de la suction</i>	47
1.6.2.1	<i>Modèle élastoviscoplastique RASTRA</i>	47
1.7	CONCLUSION ET PERSPECTIVES	49
1.7.1	<i>Résumé : synthèse bibliographique</i>	49
1.7.2	<i>Stratégie de travail mise en œuvre</i>	51
CHAPITRE 2 CARACTÉRISATION DU MATÉRIAU, TECHNIQUES ET DISPOSITIFS EXPÉRIMENTAUX		55
2.1	MATÉRIAU ÉTUDIÉ ET PRÉPARATION DES ÉPROUVETTES	56
2.1.1	<i>Préparation du matériau</i>	56
2.1.2	<i>Minéralogie</i>	56
2.1.3	<i>Granulométrie et limites d'Atterberg</i>	57
2.1.4	<i>Courbes de compactage</i>	58
2.1.5	<i>Préparation des éprouvettes</i>	59
2.2	CARACTÉRISATION DES PROPRIÉTÉS HYDRIQUES, DE RÉTENTION ET DE GONFLEMENT	59
2.2.1	<i>Techniques de contrôle et de mesure de suction</i>	59
2.2.1.1	<i>Méthode osmotique</i>	60
2.2.1.2	<i>Solutions salines</i>	60

2.2.2	<i>Succion initiale</i>	61
2.2.3	<i>Courbe de rétention d'eau du sol</i>	62
2.2.4	<i>Pression de gonflement</i>	64
2.3	DISPOSITIFS EXPÉRIMENTAUX D'ÉTUDE DE L'EFFET DE LA TEMPÉRATURE À L'ÉTAT SATURÉ	66
2.3.1	<i>Œdomètres à température contrôlée</i>	66
2.3.1.1	<i>Présentation de l'ensemble du système expérimental</i>	67
2.3.1.2	<i>Système d'acquisition</i>	68
2.3.1.3	<i>Système de régulation de l'effort vertical exercé sur l'éprouvette</i>	68
2.3.1.4	<i>Système de régulation de la pression d'eau</i>	69
2.3.1.5	<i>Système de mesure et de régulation de la température</i>	70
2.3.1.6	<i>Procédure expérimentale</i>	74
2.4	DISPOSITIFS EXPÉRIMENTAUX D'ÉTUDE DE LA SUCCION EN CONDITION ISOTHERME.....	76
2.4.1	<i>Œdomètres osmotiques</i>	76
2.4.1.1	<i>Présentation de l'ensemble du système expérimental</i>	77
2.4.1.2	<i>Procédure expérimentale</i>	78
2.4.2	<i>Œdomètres à solutions salines</i>	79
2.4.2.1	<i>Présentation de l'ensemble du système expérimental</i>	80
2.4.2.2	<i>Système de régulation de la température</i>	81
2.4.2.3	<i>Système de régulation de l'effort vertical exercé sur l'éprouvette</i>	81
2.4.2.4	<i>Dispositifs de mesure des déplacements</i>	82
2.4.2.5	<i>Procédure expérimentale</i>	82
2.5	VALIDATION DES DISPOSITIFS ET DES PROTOCOLES EXPÉRIMENTAUX.....	83
2.5.1	<i>Essais de répétabilité à température contrôlée</i>	83
2.5.1.1	<i>Essais de compressibilité à 5°C à t_{100}</i>	83
2.5.1.2	<i>Essais de fluage à 50°C</i>	84
2.5.2	<i>Essais de compressibilité et de fluage à l'état saturé en condition isotherme</i>	86
2.6	CONCLUSION	88

CHAPITRE 3 EFFET DE LA TEMPÉRATURE SUR LA COMPRESSIBILITÉ ET LE FLUAGE DE L'ARGILE COMPACTÉE À L'ÉTAT SATURÉ

3.1	STRATÉGIE ET PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	92
3.2	EFFET DE LA TEMPÉRATURE SUR LA COMPRESSIBILITÉ	94
3.2.1	<i>Effet de la température sur les indices de gonflement et de compression</i>	96
3.2.2	<i>Effet de la température sur la contrainte de préconsolidation apparente</i>	96
3.2.3	<i>Interprétation de l'effet de température sur la compressibilité</i>	98
3.2.4	<i>Discussion</i>	100
3.3	EFFET DE LA TEMPÉRATURE SUR LE COMPORTEMENT À LONG TERME (FLUAGE)	102
3.3.1	<i>Détermination du coefficient de fluage</i>	102

3.3.2	<i>Effet de la contrainte verticale effective sur $C_{\alpha e}$ à température ambiante</i>	102
3.3.3	<i>Effet de la température sur le coefficient de fluage</i>	104
3.3.4	<i>Effet de la température sur le rapport $C_{\alpha e}/C_c$</i>	106
3.3.5	<i>Effet de la température sur le rapport $C_{\alpha e}/C_c^*$</i>	107
3.3.6	<i>Discussion</i>	110
3.4	CONCLUSION	111
CHAPITRE 4 EFFET DE LA SUCCION SUR LA COMPRESSIBILITÉ ET LE FLUAGE DE L'ARGILE COMPACTÉE EN CONDITION ISOTHERME		113
4.1	STRATÉGIE ET PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	114
4.2	EFFET DE LA SUCCION SUR LA COMPRESSIBILITÉ	117
4.2.1	<i>Effet de la succion sur les pentes $\lambda(s)$ et κ</i>	119
4.2.2	<i>Effet de la succion sur la contrainte de préconsolidation apparente $p_o(s)$</i>	119
4.2.3	<i>Discussion</i>	121
4.3	EFFET DE LA SUCCION SUR LE COMPORTEMENT À LONG TERME (FLUAGE)	124
4.3.1	<i>Effet de la succion sur le coefficient de fluage</i>	124
4.3.2	<i>Effet de la succion sur le rapport $C_{\alpha e}/C_c$</i>	130
4.3.3	<i>Discussion</i>	131
4.4	CONCLUSION	134
CHAPITRE 5 EFFET DE LA VITESSE DE DÉFORMATION SUR LE COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE DE L'ARGILE COMPACTÉE EN CONDITION ISOTHERME		137
5.1	DESCRIPTION DE L'APPROCHE EXPÉRIMENTALE ADOPTÉE	138
5.1.1	<i>Démarche expérimentale et méthode de calcul</i>	138
5.1.2	<i>Procédure d'interprétation des résultats</i>	138
5.2	STRATÉGIE ET PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	140
5.3	EFFETS DE LA VITESSE DE DÉFORMATION	143
5.3.1	<i>Effet de la vitesse de déformation à l'état saturé</i>	143
5.3.2	<i>Effet de la vitesse de déformation à l'état non saturé</i>	147
5.3.3	<i>Évolution du paramètre α avec la succion</i>	151
5.4	ÉVALUATION DE LA RELATION $\Delta \text{LOG } \sigma'_p / \Delta \text{LOG } \dot{\epsilon}_v - C_{\alpha e}/C_c$	153
5.5	DISCUSSION	155
5.6	CONCLUSION	157
CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES		159
BIBLIOGRAPHIE		163

Liste des symboles et des abréviations

Symbole	Signification
b	Constante
C_C	Coefficient de compression
C_C^*	Coefficient de compression incrémental
C_g	Coefficient de gonflement
C_{g-L}	Coefficient de gonflement (pendant le chargement)
C_{g-UNL}	Coefficient de gonflement (pendant le déchargement)
C_α	Coefficient de fluage en terme de déformation
$C_{\alpha e}$	Coefficient de fluage en terme d'indice des vides
C^A	Paramètre équivalent à $C_{\alpha e} / C_C$
e	Indice des vides
e_0	Indice des vides initial
e_{CR}	Variation de l'indice des vides due à la charge thermique
e_{TC}	Variation de l'indice des vides due au fluage
f	Surface de charge
f_d	Surface de charge dynamique

f_s	Surface de charge statique
F	Fonction de la variable de surchargement
g	Potentiel plastique
H	Hauteur
H_0	Hauteur initiale
H_R	Humidité relative
I_p	Indice de plasticité
K_s	Variable d'écrouissage
P_0	Pression de préconsolidation apparente
P_0^*	Pression de préconsolidation sous une succion nulle
P_c	Pression de référence
P_{atm}	Pression atmosphérique
P_g	Pression de gonflement
P_0^{ref}	Pression de préconsolidation référence liée à une vitesse de déformation de référence
r	Constante liée à la rigidité du sol quand la succion tend vers l'infini
s	Succion
s_R	Succion de retrait
t	Temps
t_{EOP}	Équivalent à t_{100} temps nécessaire pour atteindre la fin de consolidation primaire
T	Température
u_a	Pression de l'air
u_w	Pression interstitielle de l'eau
w_i	Teneur en eau initiale
w_L	Limite de liquidité

w_N	Teneur en eau naturelle
w_R	Limite de retrait
w_p	Limite de plasticité
W^{vp}	Travail viscoplastique
α	$\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\varepsilon}_v$
$\alpha(s)$	$\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\varepsilon}_v$ en fonction de la succion s
β	Paramètre qui contrôle la vitesse d'augmentation de la rigidité avec la succion
γ	Paramètre du modèle de Laloui et al. (2008)
γ_{di}	Poids volumique sec initial
γ_s	Poids volumique des grains solides
ε_v	Déformation axiale ($\Delta H / H_0$)
$d\varepsilon_{vp}$	Incrément de déformation volumique totale induite par un incrément de contrainte
$d\varepsilon_v^e$	Incrément de déformation volumique élastique induite par un incrément de contrainte
$d\varepsilon_v^p$	Incrément de déformation volumique plastique induite par un incrément de contrainte
$d\varepsilon_v^{vp}$	Incrément de déformation volumique viscoplastique induite par un incrément de contrainte
$\dot{\varepsilon}_v$	Vitesse de déformation axiale
$d\dot{\varepsilon}_v^e$	Incrément de vitesse de déformation axiale élastique
$d\dot{\varepsilon}_v^{vp}$	Incrément de vitesse de déformation axiale viscoplastique
$d\dot{\varepsilon}_v^{ref}$	Incrément de vitesse de déformation axiale de référence
θ	Teneur en eau volumique
κ	Coefficient de gonflement correspondant à $C_g / \ln 10$

λ	Coefficient de compression correspondant à $C_c/\ln 10$
$\lambda(0)$	Coefficient de compressibilité plastique à l'état saturé
$\lambda(s)$	Coefficient de compressibilité plastique à succion constante
λ^t	Coefficient de fluage en terme de logarithme népérien du temps
π	Composante osmotique
σ_n'	Contrainte finale de fluage
σ_p'	Contrainte de préconsolidation apparente
σ_{ref}'	Contrainte finale de fluage de référence
σ_t	Contrainte totale
σ_v	Contrainte verticale
σ_v'	Contrainte effective verticale
σ_v^*	Contrainte nette verticale
σ_y	Limite élastique
ϕ	Noyau visqueux

Abréviation Signification

<i>AFNOR</i>	Association Française de NORmalisation
<i>ASTM</i>	American Society for Testing and Material
<i>BBM</i>	Modèle élastoplastique de Barcelone pour les sols non saturés (Barcelona Basic Model)
<i>CRS</i>	Vitesse de déformation constante (Constant Rate of Strain)
<i>EOP</i>	Fin de la consolidation primaire (End Of Primary)
<i>EVP</i>	Élasto-ViscoPlastique
<i>GTR</i>	Guide des Terrassements Routiers
<i>HC</i>	(Heating collapse)
<i>IL_{EOP}</i>	Chargement incrémental jusqu'à t_{100}

<i>ILCr</i>	Chargement incrémental de fluage pendant 10 jours
<i>LC</i>	(Loading collapse)
<i>LY</i>	(Loading Yield)
<i>LVDT</i>	Transformateur Différentiel Variable Linéaire
<i>MCC</i>	Modèle de Cam Clay modifié
<i>NCL</i>	Ligne vierge de compression
<i>NSFS</i>	Surface d'écoulement non stationnaire
<i>OCR</i>	Degré de surconsolidation (OverConsolidation Ratio)
<i>RASTRA</i>	Modèle de De Gennaro et Pereira (2008) (Rate of STRAin)
<i>SO</i>	Œdomètre à succion contrôlée par la méthode osmotique
<i>SV</i>	Œdomètre à succion contrôlée par phase vapeur (solutions salines)
<i>TE</i>	Œdomètre à température contrôlée
<i>TY</i>	Surface de charge liée au chauffage (Temperature Yield)
<i>NCL</i>	Ligne vierge de compression
<i>UNL_{EOP}</i>	déchargement incrémental jusqu'à t_{100}
<i>VBS</i>	Valeur au Bleu du Sol

Tables des figures

Figure 1.1. Diagramme des structures de : (a) Kaolinite, (b) Illite et (c) Smectite (Das et Sobhan, 2013).	7
Figure 1.2. Concept schématique de la structure des sols argileux (D'après Le et al. 2012).....	7
Figure 1.3. Analogie du ressort appliquée au phénomène de consolidation.	9
Figure 1.4. Évolution des contraintes et du tassement au cours de la consolidation.	10
Figure 1.5. Détermination du coefficient de gonflement C_g , du coefficient de compression C_c , de la contrainte de préconsolidation σ'_p , du coefficient de fluage $C_{\alpha e}$	11
Figure 1.6. Pour des mesures du laboratoire données, les prédictions des tassements in situ selon l'hypothèse A et B (Ladd et al., 1977).....	12
Figure 1.7. Relation déformation-contrainte effective selon l'hypothèse A et B (Ladd et al., 1977).....	12
Figure 1.8. Analyse de la relation indice des vides-temps pendant la consolidation pour une éprouvette saturés à l'eau (Priol, 2005).....	15
Figure 1.9. L'effet de la vitesse de déformation sur la courbe contrainte-déformation de l'argile de Batiscan (Leroueil et al., 1985).....	16
Figure 1.10 Relation $C_{\alpha e}/C_c$ pour l'argile de Berthierville (Mesri et Castro, 1987).....	17
Figure 1.11. Relation $\sigma'_p - \varepsilon_v$ pour l'argile de Batiscan (Leroueil et al., 1985).....	18
Figure 1.12. Évolution du coefficient de fluage avec la contrainte effective (Schmertmann, 2012).....	20
Figure 1.13. Évolution du coefficient de fluage avec la contrainte effective verticale (Fodil et al., 1997).	21
Figure 1.14. Influence de la température sur le coefficient de compression secondaire (Abdullah et al., 1997).	23
Figure 1.15. Variation de l'indice des vides de l'argile MC pendant la consolidation secondaire (Towhata et al., 1993).....	24
Figure 1.16. Variation de température, du volume et d'indice des vides avec le temps pendant un cycle thermique sur une éprouvette NC (Normalement Consolidée) (Burghignoli et al. (2000).	25
Figure 1.17. Δe_{TC} versus Δe_{CR} à différents cycles thermiques pour l'argile reconstituée de Toldi (Burghignoli et al. (2000).....	26
Figure 1.18. Impact de la température sur le comportement à long terme de l'argilite du Cox (Zhang et al., 2007).....	27

Figure 1.19 Influence de la température sur l'indice de compression C_c et l'indice de fluage $C_{\alpha e}$ (Jarad, 2016).	27
Figure 1.20. Paramètre de fluage pour un grave compacté à différents niveaux de succion (Oldecop et Alonso, 2007).	29
Figure 1.21. Évolution du paramètre de fluage pour la craie multiphasique (Modifié après Priol, 2005).	30
Figure 1.22. Évolution de l'indice de compression secondaire en fonction de la contrainte axiale (Nguyen(2009).	31
Figure 1.23. Évolution du coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ avec la contrainte verticale appliquée sous différentes succions (Ye et al., 2014).	32
Figure 1.24. Évolution de l'indice de compression secondaire en fonction de la contrainte axiale normée (Nguyen, 2009).	33
Figure 1.25. Évolution de l'indice de vide suivant le temps lors de l'injection (Nguyen, 2009).	34
Figure 1.26. Relation contrainte effective- indice des vides à des temps différents (Taylor, 1942).	36
Figure 1.27. Système d'isotaches proposé par Šuklje (1957).	36
Figure 1.28. Compressibilité d'une argile présentant une consolidation différée (Modifié après Bjerrum, 1967).	38
Figure 1.29. La structure conceptuelle du modèle de Bingham avec représentation schématique des éléments de mécanique élémentaire : un ressort (loi de Hooke), un piston (loi de Newton), et un élément de patin (Saint Venant) (Liingaard et al., 2004).	39
Figure 1.30. Fonctionnement des modèles à surchargement (D'après Liingaard et al., 2004).	41
Figure 1.31. Les surfaces de charge statique et dynamique (Perzyna, 1966).	42
Figure 1.32. Fonctionnement du concept de NSFS (D'après Liingaard et al., 2004).	42
Figure 1.33. Forme de la surface de charge LY à différentes valeurs de γ (Laloui et Cekerevac (2003).	46
Figure 1.34. Prévion de l'évolution de la surface de charge avec la température et la vitesse de déformation pour l'argile de Berthierville (données expérimentales de Boudali et al., 1994) (Laloui et al., (2008).	47
Figure 1.35. Réponse isotache idéale d'un sol sensible aux effets du temps (D'après Hickman, R. J., et Gutierrez, 2007).	48
Figure 1.36. Comportement dépendant du temps de la craie de Lixhe : (a) Représentation schématique de l'évolution de la contrainte de préconsolidation avec la vitesse de déformation et la succion (Pereira et De Gennaro, 2010) ; (b) Variation de la pression de préconsolidation avec la vitesse de déformation appliquée pendant les essais CRS (Résultats de travaux de Priol et al., 2007).	49
Figure 2.1. Malaxeur à couteaux utilisé pour homogénéiser le mélange.	56
Figure 2.2. Distribution de la taille des particules.	57
Figure 2.3. Courbe de compactage du matériau fait selon le protocole spécifique.	58
Figure 2.4. Mesure de la succion avec le potentiomètre.	62
Figure 2.5. Imposition de la succion pour la détermination de la courbe de rétention.	62
Figure 2.6. Courbe de rétention d'eau du sol.	64
Figure 2.7. Pression de gonflement en fonction du temps, succion initiale de 0.780 MPa.	65
Figure 2.8. Principe de l'œdomètre développé : (a) schéma ; (b) photographie d'une cellule œdométrique.	67

Figure 2.9. Vue de l'ensemble du système expérimental, essais œdométriques de fluage à 20°C. De gauche à droite : deux contrôleurs volume-pressure, onduleur, trois cellules œdométriques montées sur leurs bâtis, cellule d'acquisition, régulateurs de pression d'air comprimé connectés à des vannes de contrôle, ordinateur, enceinte climatique.....	67
Figure 2.10. Structure du programme d'acquisition.....	68
Figure 2.11. Étalonnage des régulateurs de pression : relation entre la pression exercée par le régulateur et la contrainte verticale mesurée.....	69
Figure 2.12. Imposition et control de température : œdomètres placés à l'intérieur de l'enceinte.	71
Figure 2.13. Évolution de la température en fonction du temps à 5, 20, 50 et 70°C.	72
Figure 2.14. Étalonnage des capteurs de déplacement : relation entre la position affichée (imposée) et celle mesurée à différentes températures.....	73
Figure 2.15. Effet de la température sur les déformations de la cellule œdométrique.....	74
Figure 2.16. Protocole expérimental d'un essai œdométrique à température contrôlée.	75
Figure 2.17. Schéma de principe des œdomètres à succion contrôlée par la méthode osmotique.	76
Figure 2.18. Vue de l'ensemble du dispositif expérimental à succion contrôlée par la méthode osmotique.....	77
Figure 2.19. Protocole expérimental d'un essai œdométrique à succion contrôlée (méthode osmotique). ..	79
Figure 2.20. Principe de l'œdomètre à succion contrôlée à solutions salines : (a) schéma ; (b) photographie d'une cellule œdométrique.....	80
Figure 2.21. Vue de l'ensemble du dispositif expérimental à succion contrôlée utilisant les solutions salines.	81
Figure 2.22. Protocole expérimental d'un essai œdométrique à succion contrôlée (méthode solutions salines).	83
Figure 2.23. Courbes de compressibilités (e-log σ'_v) à 5°C à t_{100}	84
Figure 2.24. Variation de l'indice des vides normalisé en fonction du temps, comparaison de deux paliers de fluage à 50°C.	85
Figure 2.25. Courbes de compressibilités (e-log σ'_v) à t_{100} : à 20°C et à l'état saturé.....	87
Figure 2.26. Influence de la contrainte verticale effective sur le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$	88
Figure 3.1. Courbes de compressibilités à t_{100} : (a) e-log σ'_v à 20°C ; (b) e-log σ'_v à 5, 50 et 70°C.	95
Figure 3.2. Effet de la température sur les paramètres de compressibilité : (a) indice de gonflement C_{g-L} , indice de compression C_c , et (b) contrainte de préconsolidation apparente σ'_p	97
Figure 3.3. Comparaison de la mesure et de la prédiction de la relation indice des vides normalisé-contraintes verticales : (a) Définition des paramètres de compressibilité à 20°C ; (b) Simulation des résultats obtenus à différentes températures.....	100
Figure 3.4. Évolution de la contrainte de préconsolidation apparente en fonction de la température : comparaison des résultats obtenus avec des essais de compression œdométrique sur différents matériaux argileux (Eriksson 1989; Tidfors and Sällfors 1989; Moritz 1995).	101
Figure 3.5. Variation de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps, palier de fluage de 1280 kPa à 20°C.	102
Figure 3.6. Variation de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps sous différentes contraintes verticales effectives à 20°C.....	103

Figure 3.7. Évolution de $C_{\alpha e}$ avec le niveau de contrainte en fonction de $\log(t-t_{100})/t_{100}$ à 20°C.	104
Figure 3.8. Coefficient de fluage en fonction de contrainte verticale effective à différentes températures.	105
Figure 3.9. Évolution de $C_{\alpha e}$ avec la température à $\sigma'_v = 680$ kPa and $\sigma'_v = 1280$ kPa.	106
Figure 3.10. Variation de C^*_c avec la contrainte verticale à différentes températures.	108
Figure 3.11. Évolution de $C_{\alpha e}$ versus C^*_c	109
Figure 3.12. $C_{\alpha e} / C_c$ et $C_{\alpha e} / C^*_c$ en fonction de la température.	109
Figure 4.1. Chemins de contraintes suivis, A est le point initial de tous les essais.	115
Figure 4.2. Courbes de compressibilités $e-\log\sigma_v$ à différentes succions à t_{100}	118
Figure 4.3. Variation de la déformation axiale avec la succion.	119
Figure 4.4. Effet de la succion sur les paramètres de compressibilité : (a) indice de gonflement κ , indice de compression $\lambda(s)$, et (b) contrainte de préconsolidation apparente $p_o(s)$	121
Figure 4.5. Impact de la procédure de préparation des éprouvettes sur la compressibilité à l'état saturé.	123
Figure 4.6. Consolidation secondaire- contrainte nette verticale à différentes succions pour tous les essais réalisés : (a) chemin de séchage et (b) chemin d'humidification.	125
Figure 4.7. Variation du coefficient de fluage avec la succion à σ_v égale à 640, 1280 et 2560 kPa.	126
Figure 4.8. Essais réalisés pour caractériser le rôle du chemin de contrainte.	128
Figure 4.9. Coefficient de fluage en fonction de contrainte nette verticale à différents états hydriques (sec et saturé).	129
Figure 4.10. Évolution de l'indice des vides en fonction du temps lors de l'injection d'eau.	129
Figure 4.11. Influence de la succion sur l'indice de compression C_c et le coefficient de fluage de $C_{\alpha e}$	130
Figure 4.12. Variation de $C_{\alpha e}/C_c$ avec la succion.	131
Figure 4.13. Comparaison de nos résultats avec ceux obtenus sur les marnes compactés de Cardoso et Alonso (2009).	133
Figure 5.1. Comportement contrainte-déformation-vitesse de déformation des argiles de Batiscan (D'après Leroueil et al., 1985).	140
Figure 5.2. Étapes de réalisation des essais de fluage à succion contrôlée.	141
Figure 5.3. Évolution de la déformation axiale en fonction du temps sous différentes contraintes verticales à l'état saturé à 20°C.	144
Figure 5.4. Évolution de la déformation axiale en fonction de la vitesse de déformation axiale sous différentes contraintes verticales à l'état saturé à 20°C.	145
Figure 5.5. Relation déformation axiale – contrainte effective verticale – vitesse de déformation à l'état saturé à 20°C.	145
Figure 5.6. Évolution de la contrainte de préconsolidation apparente en fonction de la vitesse de déformation à l'état saturé à 20°C.	146
Figure 5.7. Évolution de la déformation axiale en fonction du temps sous différentes contraintes verticales à 0,25, 8,5 et 20,8 MPa.	147
Figure 5.8. Évolution de la déformation axiale en fonction de la vitesse de déformation axiale sous différentes contraintes verticales à 0,25, 8,5 et 20,8 MPa.	148
Figure 5.9. Relation déformation axiale – contrainte effective verticale – vitesses de déformation à 0,25, 8,5 et 20,8 MPa.	148

Figure 5.10. Évolution de la contrainte de préconsolidation avec la succion à différentes vitesses de déformation.....	150
Figure 5.5.11. Relation déformation axiale – contrainte verticale – vitesses de déformation à 0, 0,25, 8,5 et 20,8 MPa.....	150
Figure 5.12. Évolution de la contrainte de préconsolidation apparente avec la vitesse de déformation à différentes succions.....	152
Figure 5.13. Évolution du paramètre α avec la succion.....	152
Figure 5.14. Évolution du paramètre α avec la succion : superposition des valeurs $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$ et de $C_{\alpha e} / C_c$	153
Figure 5.15. Évolution du coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ avec la succion : superposition des valeurs de $C_{\alpha e}$ mesurées (cf. chapitre 4) et celles estimées à partir du paramètre α ($\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$) et de C_c à une succion donnée.....	155

Table des tableaux

Tableau 1.1. Paramètres visqueux pour différents matériaux géotechniques (D'après Mesri et Ajlouni, 1997 et Leroueil, 2006)	18
Tableau 1.2. Résumé des principaux mécanismes de fluage (D'après Le et al. 2012).....	19
Tableau 2.1. Référence des sondages réalisés par l'ANDRA.	56
Tableau 2.2. Minéralogie du matériau étudié.....	57
Tableau 2.2. Caractéristiques géotechniques du matériau étudié.	58
Tableau 2.3. Concentration en sels de l'eau interstitielle (d'après Lerouge et al., 2018).	61
Tableau 2.4. Paramètres déterminés à partir des courbes de compressibilité d'essais de répétabilité (Figure 2.7).	65
Tableau 2.5. Spécifications techniques du contrôleur pression/volume : modèle Twin-VPC de Wille Geotechnik®.....	70
Tableau 2.6. Spécifications techniques du contrôleur pression/volume : modèle standard type GDS Instruments®.	70
Tableau 2.7. Paramètres déterminés à partir des courbes de compressibilité d'essais de répétabilité (Figure 2.23).	84
Tableau 2.8. Paramètres déterminés à partir des courbes de fluage d'essais de répétabilité (Figure 2.24).	85
Tableau 2.9. Paramètres déterminés à partir des courbes de compressibilité d'essais de validation (Figure 2.25).	87
Tableau 3.1. Liste des essais œdométriques à température contrôlée.	93
Tableau 3.2. Caractéristiques de l'ensemble des essais réalisés	93
Tableau 3.3. Influence de la température sur $\Delta H/H_0$, C_c , C_{g-L} , C_{g-UNL} et σ'_p	96
Tableau 3.4. Paramètres constitutifs calibrés utilisés dans les simulations de Figure 3.3.....	99
Tableau 3.5. Influence de la température sur C_c , C_{ae} et le rapport C_{ae}/C_c à $\sigma'_v = 1280$ kPa.....	107
Tableau 4.1. Liste des essais œdométriques à succion contrôlée.....	115
Tableau 4.2. Caractéristiques de l'ensemble des essais de compressibilité.....	116
Tableau 4.3. Caractéristiques de l'ensemble des essais de fluage.	116

Tableau 4.4. Récapitulatif des essais complémentaires réalisés.....	117
Tableau 4.5. Influence de la succion sur $\Delta H/H_0$, $\lambda(s)$, κ et $p_0(s)$	120
Tableau 5.1. Liste des essais œdométriques à succion contrôlée.....	141
Tableau 5.2. Caractéristiques de l'ensemble des essais de fluage à l'état saturé ($s=0$ MPa).....	142
Tableau 5.3. Caractéristiques de l'ensemble des essais de fluage à $s=0,25$ MPa.....	142
Tableau 5.4. Caractéristiques de l'ensemble des essais de fluage à $s=8,5$ MPa.....	143
Tableau 5.5. Caractéristiques de l'ensemble des essais de fluage à $s=20,8$ MPa.....	143
Tableau 5.6. Évolution de σ'_p avec $\dot{\epsilon}_v$ à différentes succions.....	149
Tableau 5.7. Évolution de σ'_p avec $\dot{\epsilon}_v$ à différentes succions.....	151

Introduction générale

Contexte

Les argiles sont des matériaux complexes dont certaines propriétés, faible perméabilité et capacité de rétention notamment, en font des matériaux très intéressants dans de nombreuses applications. Leur utilisation est ainsi fréquente pour la construction d'ouvrages géotechniques particuliers tels que les noyaux de barrages, les couvertures de centre de stockage de déchets ménagers. Il pourrait potentiellement être envisagé d'y avoir recours dans le cadre du stockage des déchets nucléaires de type FAVL (Faible Activité à Vie Longue) à faible profondeur (Cuisinier et Masrouri, 2015). Au cours de la vie de ces ouvrages, allant de quelques dizaines à plusieurs milliers d'années, ces matériaux argileux pourraient être soumis, à des sollicitations thermiques et/ou hydriques sous différentes conditions mécaniques. Par ailleurs, la température et la succion des sols sont deux facteurs environnementaux susceptibles de variations significatives au cours du temps dans le contexte de changement climatique. Ces sollicitations pourraient faire évoluer leurs caractéristiques initiales de mise en place, et ainsi altérer progressivement le bon fonctionnement du stockage et son efficacité. Il est donc nécessaire d'étudier l'impact de ces sollicitations sur la pérennité des propriétés hydromécaniques, notamment la compressibilité et le fluage, des argiles tégulines remaniées et compactées.

Problématique scientifique et objectifs de la thèse

Le comportement à long terme (fluage) des sols argileux à l'état saturé et en condition isotherme a fait l'objet de nombreuses études. Toutefois, il n'existe qu'un nombre limité de travaux qui étudie le fluage des sols sous l'effet des changements de température et de succion alors que ces changements ont une influence significative sur la compressibilité du matériau, et plus généralement sur son comportement hydromécanique. Ainsi, dans ce contexte, la dépendance

du comportement de fluage aux changements de température reste mal connue et comprise. Ceci est renforcé par le fait que la plupart des résultats existants ne concernent que des argiles naturelles cimentées, très peu de connaissances sur les argiles compactées sont disponibles. Une attention particulière doit également être apportée à l'évolution du fluage avec la succion le long des chemins de séchage et d'humidification. L'influence du chemin de contrainte hydrique suivi lorsqu'une humidification est réalisée en cours d'essai sur un sol argileux compacté non saturé, soumis à une contrainte constante, doit aussi être étudiée. En outre, la vitesse de déformation est considérée comme un paramètre déterminant lors de l'explication du phénomène de fluage des argiles naturelles saturées. Il apparaît alors essentiel d'étudier l'impact de ce paramètre sur la compressibilité, et notamment le fluage, des argiles à l'état non saturé. De plus, les essais au laboratoire sont caractérisés par des vitesses de déformation très élevées par rapport à celles qui prévalent effectivement in situ. Il est donc primordial de tenir compte de cette différence afin d'évaluer correctement le comportement du sol. Par conséquent, il convient d'adopter une méthode expérimentale permettant d'accéder à des vitesses de déformation plus faibles afin de se rapprocher davantage des vitesses de déformation in situ.

L'objectif principal de ce travail est donc de s'intéresser à étudier expérimentalement le comportement au fluage des argiles téglines remaniées et compactées soumises à des sollicitations complexes en contrainte, température et succion. Dans ce cadre, ces travaux se sont articulés autour de trois aspects principaux : (1) l'effet de la température sur le fluage à l'état saturé, (2) l'effet de la succion sur le fluage en condition isotherme et (3) l'effet de la vitesse de déformation sur la compressibilité à court et à long terme sous différentes succions.

Organisation du mémoire

Compte tenu des objectifs mentionnés plus haut, ce mémoire est organisé en cinq chapitres.

Le chapitre 1 constitue un état de l'art qui permet de synthétiser les connaissances concernant le fluage des sols argileux en s'intéressant particulièrement aux effets des variations de température et de succion sur le coefficient de fluage. La première partie de ce chapitre est consacrée à rappeler quelques généralités sur les argiles, principes et notions de base de géotechnique. Dans la deuxième partie, le comportement dépendant du temps des sols argileux est détaillé. La troisième partie comprend une synthèse bibliographique sur les principaux facteurs pouvant l'influencer. Une dernière partie concerne les modèles décrivant le comportement dépendant du temps, et tenant compte des effets de la température et de la succion. Ce chapitre se conclut par la stratégie de travail mise en œuvre dans cette thèse

permettant d'étudier expérimentalement le fluage d'une argile compactée soumise à des sollicitations complexes.

Le chapitre 2 présente les principales caractéristiques du matériau utilisé pour l'étude expérimentale, à savoir, l'analyse minéralogique, la granulométrie, les limites d'Atterberg et la courbe de compactage. La méthode retenue pour la préparation et le compactage des éprouvettes est décrite. Les techniques d'imposition et de mesure de la succion sont ensuite exposées. La succion initiale, la composante osmotique, la courbe de rétention et la pression de gonflement sont également présentées. Les différents dispositifs œdométriques employés comprenant les procédures expérimentales sont détaillés. Enfin, sont présentés les premiers résultats obtenus de validation de l'utilisation des dispositifs, procédures et protocoles expérimentaux.

Le chapitre 3 est dédié à l'étude expérimentale de l'effet de la température sur le comportement mécanique d'une argile compactée à l'état saturé à court et à long terme. Dans un premier temps, l'influence des variations de température sur les paramètres de compressibilité est analysée. Ensuite, l'effet de la température sur le fluage est exposé. Enfin, les relations entre le coefficient de fluage, l'indice de compression, l'indice de compression incrémental, la contrainte effective et la température sont analysées.

Le chapitre 4 est consacré à étudier le comportement hydromécanique d'une argile compactée en condition isotherme à court et à long termes. La première partie vise à évaluer l'influence des variations de succion sur les paramètres de compressibilité. L'étude de l'effet de la succion sur le coefficient de fluage C_{ae} constitue le cœur de la seconde partie de ce chapitre. L'évolution de ce coefficient en fonction de la contrainte nette verticale, et de la succion est d'abord discutée. La variation de C_{ae} avec la succion le long des chemins de séchage et d'humidification sous des contraintes nettes verticales plus élevées est ensuite étudiée. L'effet du chemin de contrainte et de la succion sur le fluage à l'état sec et lors de l'injection de l'eau est également évalué. Enfin, la relation entre les paramètres de compressibilité à court et long terme du matériau étudié est analysée.

Le chapitre 5 concerne l'étude de l'influence de la vitesse de déformation et de la succion sur la compressibilité, et notamment le fluage d'une argile compactée en condition isotherme. La procédure expérimentale adoptée repose sur une méthode d'interprétation permettant, d'une part, d'accéder à des vitesses de déformation très faibles, et, d'autre part, de se rapprocher davantage des vitesses de déformation in situ. Ce chapitre s'articule autour de deux axes : l'effet de la vitesse de déformation sur la contrainte de préconsolidation apparente à différents états

hydriques, et l'évolution du paramètre α , pente de la variation de contrainte de préconsolidation apparente avec la vitesse de déformation, en fonction de la succion. Enfin, les résultats sont analysés et comparés avec ceux obtenus dans le chapitre 4.

Enfin, une conclusion générale rassemblant les points importants issus du travail réalisé au regard des objectifs fixés, ainsi que la formulation de quelques éléments de recommandations et de perspectives pour de futurs travaux sont présentées.

Les sols argileux sont des matériaux extrêmement complexes contenant une quantité importante de particules argileuses de moins de 2 μm de diamètre, qui ont un comportement dépendant du temps (fluage). En raison de la nature complexe de ces matériaux, de nombreux facteurs influencent leur comportement au fluage, tels que la contrainte effective, les changements de température et d'état hydrique. L'étude de l'influence de ces facteurs sur la durabilité des propriétés hydromécaniques des sols argileux est donc extrêmement essentielle pour une meilleure prévision de leur comportement in situ à long et très long terme.

Dans ce contexte, l'objectif principal de ce premier chapitre est d'élaborer un état de l'art des travaux existant sur la compressibilité à court et à long terme des argiles lorsqu'elles sont soumises à des sollicitations environnementales telles que des modifications de température ou de leur état hydrique. Dans un premier temps, les généralités sur les argiles, propriétés, structures, mécanismes de gonflement..., sont introduites. Ensuite, les rappels sur quelques principes et définitions de base de géotechnique sont exposés. Puis, nous présentons le comportement dépendant du temps, définition et hypothèses de fluage ainsi que les principales méthodes de détermination et de définition du coefficient de fluage, le paramètre caractérisant la compression secondaire des sols argileux. Les différentes relations existantes entre les paramètres de la consolidation primaire et secondaire sont également présentées. Nous exposons les différentes théories proposées pour expliquer les mécanismes responsables de fluage et les principaux facteurs pouvant l'influencer. Nous nous intéresserons particulièrement à trois facteurs : (1) contrainte effective ; (2) la température et (3) la succion. Finalement, cet état de l'art est complété par une section dédiée aux modèles décrivant le comportement dépendant du

temps des sols argileux en limitant le propos au cas particulier du comportement élasto-viscoplastique tenant compte des effets de la température et de la succion.

1.1 Généralités sur les argiles

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés dont la structure feuilletée permet de les ranger dans la famille des phyllosilicates. Leur phase solide est structurée suivant une organisation spatiale particulière : le feuillet, la particule et l'agrégat. Dans la suite, seront décrites la structure et les propriétés des principaux types d'argiles. L'évolution de leurs propriétés et structures en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage est également exposée.

1.1.1 Structure et propriétés des argiles

Trois grands types d'argiles peuvent être identifiés : la kaolinite, l'illite et la smectite (Figure 1.1). La kaolinite est une argile secondaire issue de la dégradation de feldspaths ou d'autres types d'argile, sa structure est de type TO : un feuillet tétraédrique et un feuillet octaédrique. Les liaisons entre les feuillets sont de type hydrogène et peuvent être qualifiées de liaisons fortes. L'illite est une argile très peu gonflante dont la structure est celle d'un phyllosilicate de type TOT, c'est-à-dire que ses feuillets élémentaires sont composés de deux couches tétraédriques encadrant une couche octaédrique. Les liaisons entre les feuillets se font par des ions potassium énergiquement fixés. La smectite est également formée de feuillets à trois couches T-O-T. Il n'existe pas de liaison hydrogène entre les feuillets élémentaires ni de cation interfoliaire capable de maintenir fortement les feuillets entre eux, ce qui facilite leur écartement et l'adsorption des molécules variées (cations, eau, molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarte. Par conséquent, les smectites sont très sensibles à l'eau et un important gonflement de la particule peut se produire par adsorption de molécules d'eau entre les feuillets. Ce gonflement peut atteindre des valeurs dépassant l'épaisseur du feuillet lui-même. De plus, les feuillets des smectites peuvent s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques, cet ensemble forme des interstratifiés.

1.1.1.1 Niveaux structuraux des sols argileux gonflants

Les particules sont constituées de couches empilées de feuillets argileux. Les particules argileuses s'associent aux autres constituants du sol pour former des agrégats. À l'échelle de l'agrégat, trois niveaux structuraux peuvent être distingués : l'infrastructure qui correspond à la particule argileuse, la microstructure qui correspond aux agrégats, et la macrostructure qui correspond à l'arrangement des agrégats entre eux. Les agrégats contiennent des pores qualifiés

de micropores et la macrostructure des macropores situés entre les agrégats. Gens et Alonso (1992) ont limité le nombre de niveaux structuraux à deux : le niveau microstructural où sont réunis l'infrastructure et la microstructure et le niveau macrostructural. C'est ce que les auteurs qualifient de double structure. Une représentation de cette structure est donnée sur la Figure 1.2.

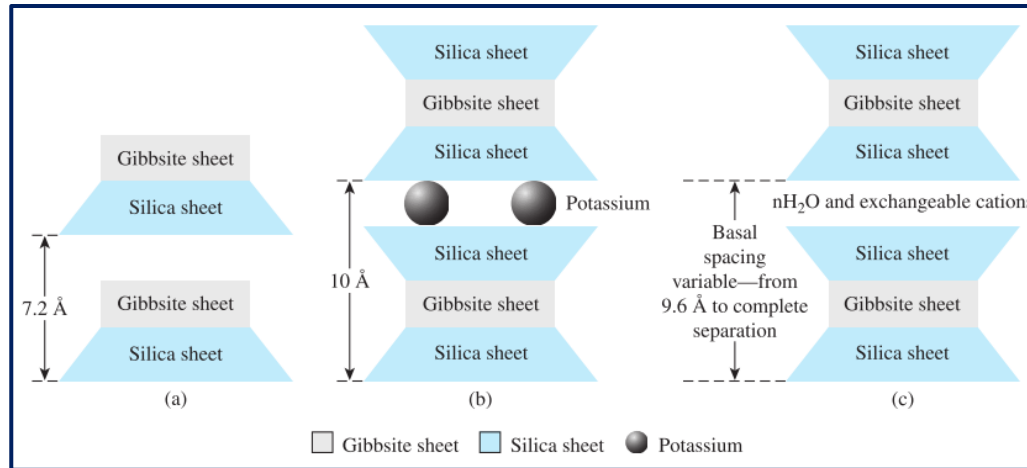


Figure 1.1. Diagramme des structures de : (a) Kaolinite, (b) Illite et (c) Smectite (Das et Sobhan, 2013).

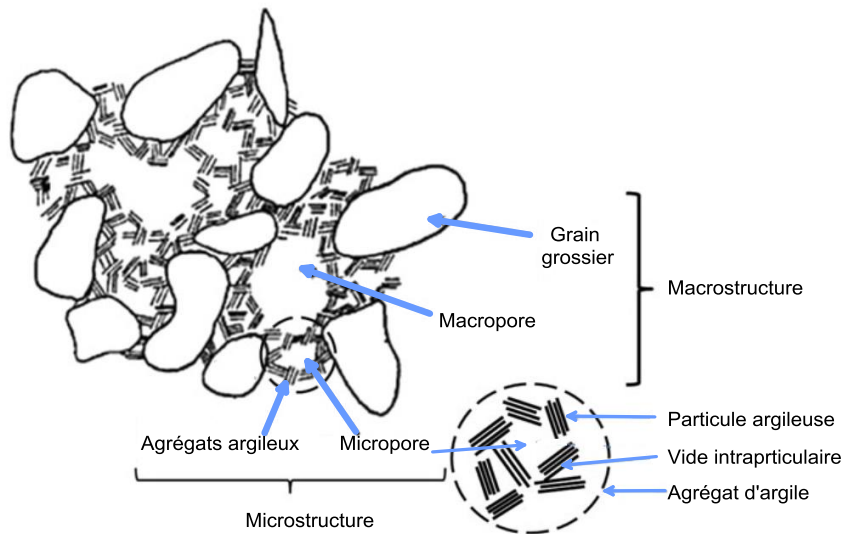


Figure 1.2. Concept schématique de la structure des sols argileux (D'après Le et al. 2012).

1.1.2 Mécanismes de gonflement des argiles

Le processus de gonflement met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. D'après Morel (1996), cité par Mrad (2005), le phénomène de gonflement paraît relever de deux causes :

- l'hydratation des espaces interfoliaires entraînant un accroissement de leurs dimensions (augmentation de la porosité interfoliaire) : gonflement cristallin ;
- la répulsion entre les particules (augmentation de la porosité interfoliaire et interparticulaire) : gonflement osmotique.

1.1.3 Comportement d'une argile en fonction du compactage

Sur chantier, les matériaux utilisés dans la construction des structures de chaussée, barrages, remblais d'infrastructures linéaires, couverture de centre de stockage de déchet..., sont dans la plupart du temps compactés. En laboratoire, les essais sont donc réalisés sur des éprouvettes compactées dynamiquement ou statiquement. En effet, le compactage a pour objectif d'améliorer les caractéristiques mécaniques (augmentation de la résistance au cisaillement, diminution de la compressibilité, et du tassement) et hydrauliques (diminution de la perméabilité) d'un sol en réduisant l'indice des vides et en augmentant le poids volumique sec. Le compactage permet également de limiter les effets préjudiciables causés par les modifications volumiques résultant d'un retrait (gel, dessiccation) ou d'un gonflement. Néanmoins, le compactage (teneur en eau et énergie de compactage) peut aussi avoir des conséquences sur les propriétés mécaniques et hydrauliques des argiles. Lambe (1958) cité par Devernay (2008) a montré que la structure d'une argile change en fonction de la teneur en eau lors du compactage. Deux types de structures sont identifiées ; 'structure floclulée' quand l'argile est compactée du côté sec de l'optimum et 'structure dispersée' lorsqu'elle est compactée du côté humide de l'optimum. Cabot et Le Bihan (1993) ont constaté une disparition progressive de la macrostructure avec l'augmentation de l'énergie de compactage et/ou de la teneur en eau initiale, la double structure n'ayant pas été observée du côté humide de l'optimum. Le même type de comportement a été observé à partir des mesures par porosimétrie au mercure sur une bentonite MX80 (Montes Hernandez, 2002).

1.2 Phénomène de consolidation des sols argileux

Cette section a pour objectif d'expliquer plus particulièrement les phénomènes de consolidation et de fluage. En préambule, un rappel est établi sur quelques concepts, principes et définitions de base de géotechnique en relation avec la consolidation des sols argileux.

1.2.1 Notion de contrainte effective

Le postulat de Terzaghi consiste à considérer que le sol est composé de deux phases couplées, le squelette solide (les grains) et l'eau. Dans le cas d'un sol saturé, la contrainte totale σ_t se répartie entre le squelette solide (contrainte effective verticale notée σ'_v) et l'eau (pression interstitielle notée u). Cette répartition des charges se met en équation via la relation de Terzaghi pour les milieux saturés :

$$\sigma'_v = \sigma_t - u \quad (1.1)$$

1.2.2 Théorie de la consolidation

La déformation du sol provoquée par l'application d'une charge constante peut être divisée en trois phases successives : (1) une phase de tassement instantané achevée au bout de quelques secondes, (2) une phase de consolidation primaire, et (3) une phase de fluage appelée consolidation secondaire. Les phases (2) et (3) seront présentées par la suite.

1.2.2.1 Approche phénoménologique : analogie du ressort

Dans un sol fin de faible perméabilité, la consolidation primaire correspond au tassement au fur et à mesure de l'évacuation de l'eau interstitielle u , sous l'effet de la surpression Δu créée par une pression appliquée au massif. Au cours de cette opération, les contraintes effectives σ'_v dans le squelette granulaire augmentent dans le temps jusqu'à la reprise totale de l'augmentation $\Delta\sigma_v$ de la contrainte totale. En contrepartie, la pression interstitielle u_0 diminue et tend en fin de consolidation vers zéro (Figure 1.3).

Le modèle analogique illustré à la Figure 1.3 permet de schématiser le phénomène de consolidation d'un sol saturé soumis à son poids de terre σ_v . Le modèle est constitué d'un piston plein d'eau (pour représenter la phase liquide) associé à un ressort élastique (correspondant au squelette solide) avec un orifice dans le piston permettant à l'eau de s'échapper (représentant la perméabilité du sol).

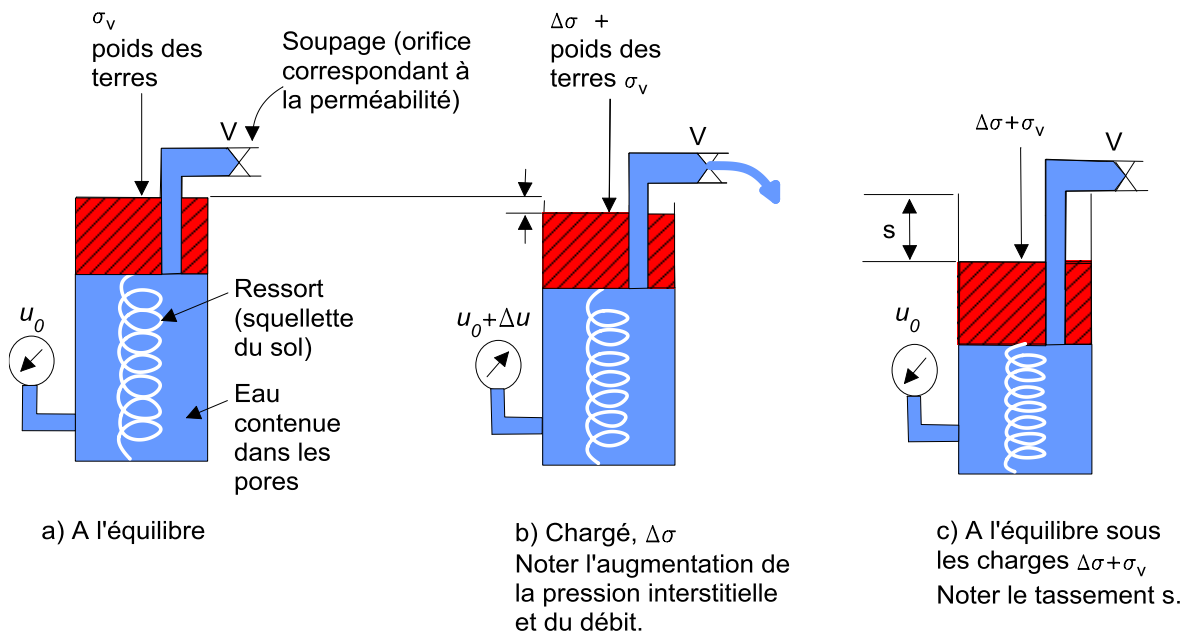


Figure 1.3. Analogie du ressort appliquée au phénomène de consolidation.

Au moment de l'application d'une surcharge $\Delta\sigma$, l'eau reprend seule toute la valeur de $\Delta\sigma$ et le ressort ne s'est pas encore déformé. Ensuite, sous l'effet de la surpression interstitielle Δu , l'eau

commence à sortir de l'orifice du piston, la vitesse de sortie étant proportionnelle à la perméabilité, et le ressort reprend au fur et à mesure une part de la charge $\Delta\sigma$. Ceci entrainera simultanément une décroissance de la surpression interstitielle et une augmentation de la contrainte effective (Figure 1.4). L'augmentation de σ'_v induit une compression du ressort, s , ce qui représente le tassement du sol. Le phénomène évolue jusqu'à ce que la surpression interstitielle se dissipe, et le ressort reprend toute la surcharge $\Delta\sigma$. On parle alors de la fin de la consolidation primaire à $t=t_{100}$. En pratique, le temps t_{100} correspond à la durée nécessaire de dissipation totale des surpressions interstitielles.

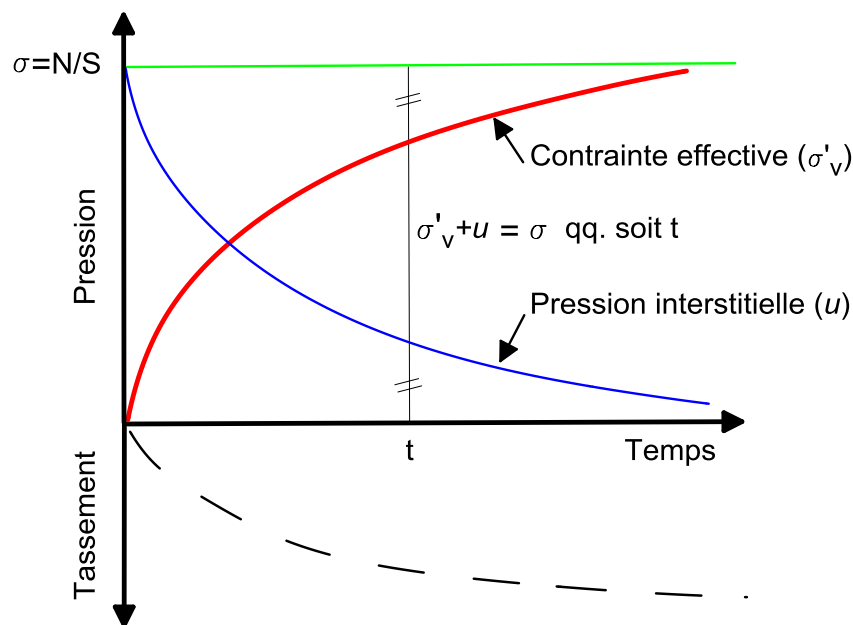


Figure 1.4. Évolution des contraintes et du tassement au cours de la consolidation.

1.2.2.2 Consolidation primaire / Consolidation secondaire

Selon la théorie de la consolidation de Terzaghi (1923), la compression cesse à la fin de la consolidation primaire. Toutefois, l'expérience montre que, une fois la consolidation primaire achevée, la compression ne cesse pas et le sol continue à tasser sous une contrainte effective constante dans le temps. Un tel phénomène est appelé fluage, ou consolidation secondaire.

Les paramètres de compressibilité du sol sont présentés sur la Figure 1.5 :

- à court terme (consolidation primaire) : l'indice de gonflement C_g , l'indice de compression C_c , et la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p (Figure 1.5a),
- à long terme (consolidation secondaire) : le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ (Figure 1.5b).

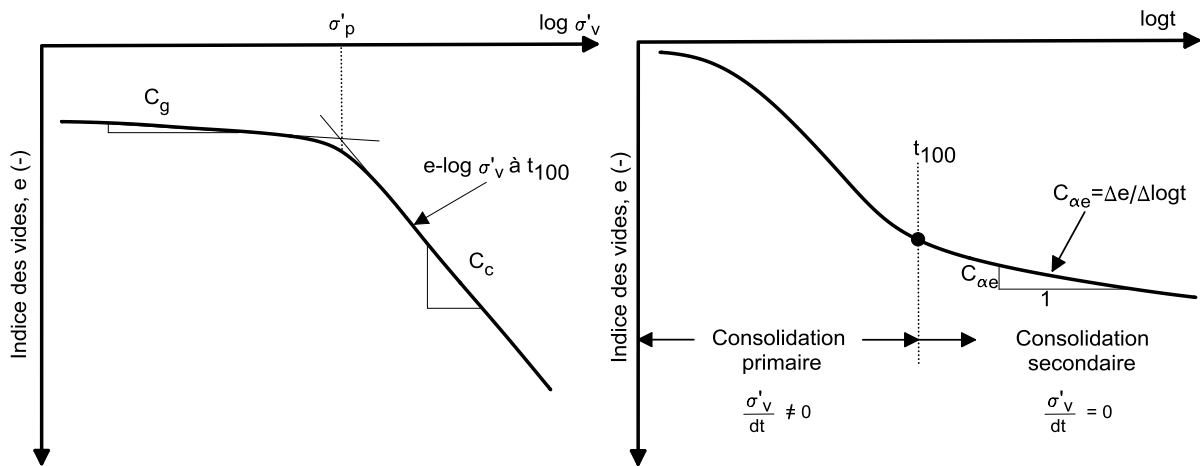


Figure 1.5. Détermination du coefficient de gonflement C_g , du coefficient de compression C_c , de la contrainte de préconsolidation σ'_p , du coefficient de fluage C_{ae} .

1.3 Comportement dépendant du temps : phénomène du fluage en condition œdométrique

Dans cette partie, les deux hypothèses de fluage A et B sont d'abord introduites et exposées. Ensuite, les principales méthodes proposées pour caractériser le fluage en condition œdométrique (essais de fluage et à vitesse de déformation contrôlée) sont présentées. Les différentes relations existantes entre les paramètres de la consolidation primaire et secondaire sont également présentées. Enfin, les mécanismes responsables du fluage sont décrits.

1.3.1 Hypothèses A et B du fluage

L'estimation du fluage d'une couche de sol à partir de résultats d'essai de laboratoire est une question largement encore débattue. Dans une éprouvette de laboratoire, de faible épaisseur, la consolidation primaire est très rapide, et le fluage peut être supposé débuter après la fin de la consolidation primaire. En revanche, dans une couche de sol épaisse, le degré de consolidation peut être très différent en fonction de profondeur à un instant donné. Le tassement de cette couche pourrait être le résultat de la combinaison du tassement dû à la consolidation primaire encore active au cœur de la couche de tassement dû au fluage dans les parties proches des limites de la couche (Ladd et al., 1977 ; Jamiolkowski et al., 1985 ; Leroueil et al., 1985). En conséquence, deux approches totalement différentes appelées Hypothèse A et Hypothèse B ont été proposées (Ladd et al., 1977) (Figure 1.6).

Dans l'hypothèse A (Ladd et al., 1977 ; Mesri et Godlewski, 1977 et Mesri et Choi, 1985), la consolidation secondaire débute uniquement lorsque la consolidation primaire est terminée dans l'ensemble de la couche de sol. La courbe déformation-temps suivie in situ est identique à celle

obtenue au laboratoire sur de éprouvettes de faibles épaisseurs à la fin de la consolidation primaire. Une des conséquences de cette hypothèse est que la relation entre l'indice des vides et la contrainte effective est indépendante de l'épaisseur de la couche de sol. Ceci contredit les résultats d'expériences rapportés par Berre et Iversen (1972) et les résultats in situ de Kabbaj et al. (1988). Tandis que dans l'hypothèse B, on assume que le fluage se produit pendant et après le processus de la consolidation primaire (Bjerrum, 1967). Selon Ladd et al. (1977) et Jamiolkowski et al. (1985), l'hypothèse B suppose qu'une sorte de viscosité structurale (résistance plastique au mouvement relatif entre les particules due à la couche d'eau adsorbée) est responsable du fluage, que ce phénomène se produit pendant la dissipation des pressions interstitielles et que la déformation à la fin de la consolidation primaire augmente avec l'épaisseur de l'éprouvette.

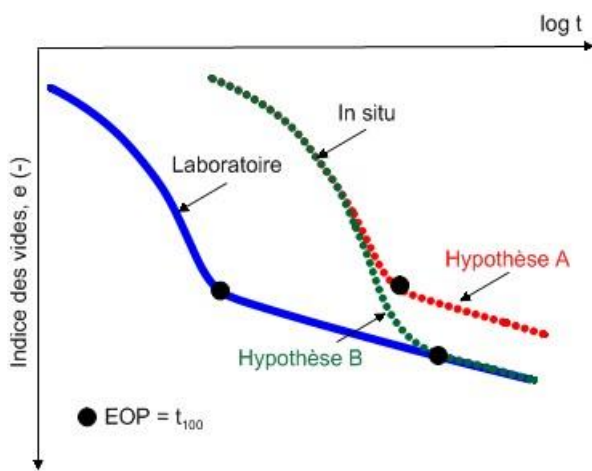


Figure 1.6. Pour des mesures du laboratoire données, les prédictions des tassements in situ selon l'hypothèse A et B (Ladd et al., 1977).

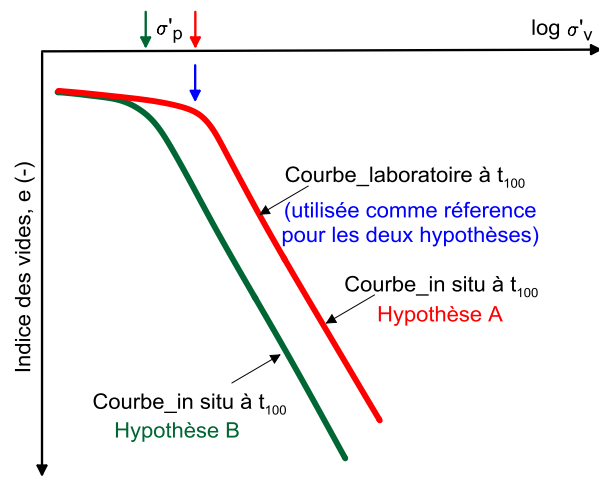


Figure 1.7. Relation déformation-contrainte effective selon l'hypothèse A et B (Ladd et al., 1977).

En outre, afin d'examiner les effets de l'épaisseur de la couche sur la compressibilité des sols argileux, en fonction des deux hypothèses de fluage; les hypothèses A et B ont été représentées en termes de déformation verticale-temps (Figure 1.6) et en termes de contrainte effective-déformation (Figure 1.7). Le point EOP (End Of Primary) est l'équivalent de t_{100} , temps marquant la fin de la consolidation primaire.

Pour un incrément de contrainte effective $\Delta\sigma'_p$ donné et une contrainte effective initiale σ'_{v0} , l'hypothèse A suppose que la déformation d'EOP est identique pour les éprouvettes minces (laboratoire) que pour ceux épais (in situ). Cela signifie que pour un incrément de contrainte effective donné, à partir de la même contrainte effective initiale, la déformation d'EOP est indépendante de la durée de consolidation primaire (Jamiolkowski et al., 1985). En conséquence, l'hypothèse A prévoit la même pression de préconsolidation σ'_p pour le temps de

laboratoire aussi bien qu'in situ. Quant à l'hypothèse B, la déformation d'EOP dépend de la durée de la consolidation primaire, de telle sorte que la déformation d'EOP de la couche in situ épaisse est plus grande que la déformation EOP de l'éprouvette mince en laboratoire. De plus, la relation déformation d'EOP (Indice des vides)-contraintes effectives, in situ, diffère du laboratoire de telle façon que σ'_p EOP in situ est inférieure à σ'_p EOP obtenue au laboratoire. Une revue détaillée des deux hypothèses de fluage a été faite par Degago (2011).

En conclusion, après avoir atteint l'état d'EOP, les deux hypothèses prévoient le fluage d'une manière semblable. Donc la distinction principale se trouve dans le traitement de l'effet du fluage pendant la phase de consolidation primaire.

1.3.2 Définition du coefficient de fluage

Buisman (1936) fut l'un des premiers à montrer que, dans un essai œdométrique unidimensionnel, la compression secondaire dans les argiles suit approximativement une relation linéaire quand le tassement est tracé en fonction du logarithme de temps et ceci indépendamment de l'épaisseur de l'éprouvette (Figure 1.5). Par la suite, beaucoup d'autres ont rapporté cette linéarité de la compression secondaire (Cox, 1936 ; Langer, 1936 ; Leonards et Altschaeffl, 1964 ; Barden, 1969 ; Mitchell et al. 1968 ; Mesri et al., 1973 et Ladd et al., 1977), cependant, le coefficient de fluage est exprimé différemment selon les auteurs.

D'après Lambe et Whitman (1969), le coefficient de fluage est calculé sur la partie finale de la courbe, où la déformation axiale (ε) est tracée en fonction du logarithme du temps. Sa valeur est égale à celle de la pente de cette droite, soit :

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta \log t} = \frac{\Delta H/H_0}{\Delta \log t} \quad (1.2)$$

où $\Delta\varepsilon$, la variation de la déformation ; ΔH , la variation de la hauteur sur l'intervalle de temps t considéré ; H_0 , la hauteur initiale de l'éprouvette.

De même, le coefficient de fluage peut être défini en représentant la compression secondaire par la variation de l'indice des vides, e , en fonction du logarithme de temps, Mitchell et Soga (2005) ont ajouté un indice "e" pour identifier le coefficient de compression secondaire, C_{ae} , (équation 1.3).

$$C_{ae} = \frac{\Delta e}{\Delta \log(t)} \quad (1.3)$$

où Δe , la variation de l'indice des vides, et $\Delta \log(t)$ est la variation dans le temps.

Par ailleurs, les équations (1.2) et (1.3) peuvent être liées, en introduisant l'indice des vides initial e_0 , comme suit :

$$C_{ae} = C_{\alpha}(1 + e_0) \quad (1.4)$$

Oldecop et Alonso (2007) ont proposé d'exprimer le coefficient de fluage en termes de logarithme népérien du temps :

$$\lambda^t = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \ln(t)} \quad (1.5)$$

Priol (2005) et Priol et al. (2007) ont choisi une représentation simplifiée pour analyser les courbes de consolidation (Figure 1.8) où l'indice des vides est en fonction d'une échelle linéaire du temps. Les déformations sont exprimées en termes d'indice des vides 'e' normé par rapport à l'indice des vides initial 'e_{oi}', avant application de la charge, afin de pouvoir comparer les paliers entre eux. Cela a permis de définir une fonction puissance qui suit l'équation ci-dessous :

$$\frac{e}{e_{oi}} = \beta_t t^{\alpha} \quad (1.6)$$

où β représente les déformations instantanées tandis que α illustre l'évolution des déformations différées attribuées au fluage en contrôlant la courbure de la relation déformations-temps. Plus α est grand plus le fluage est important. Notez que l'équation (1.6) a une forte similitude avec l'interprétation commune en termes de coefficient de fluage C_{ae} lors de l'utilisation d'une échelle de temps logarithmique (équation 1.3).

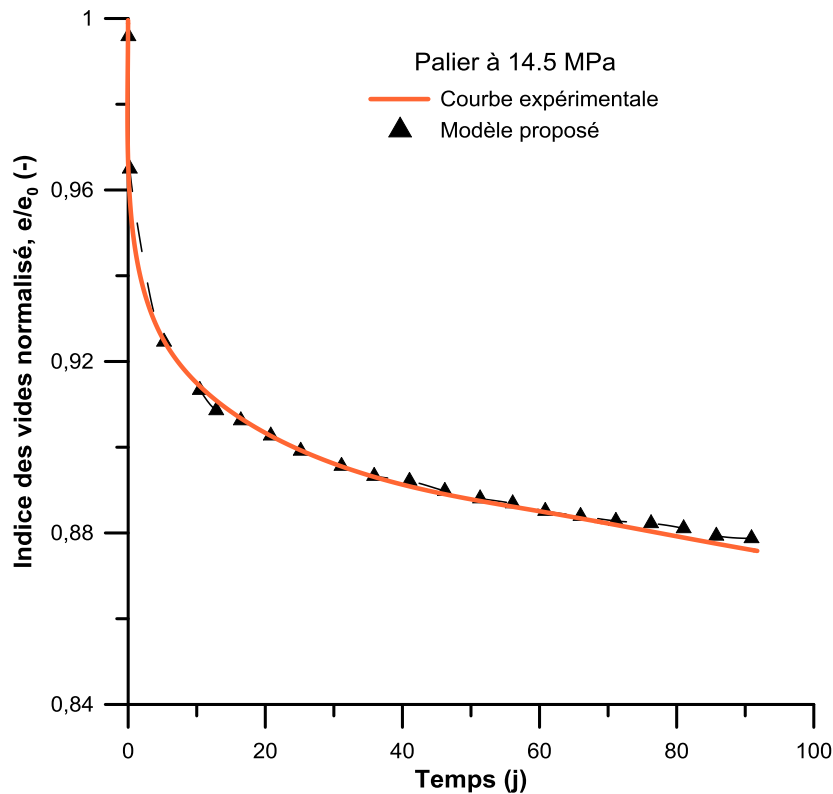


Figure 1.8. Analyse de la relation indice des vides-temps pendant la consolidation pour une éprouvette saturés à l'eau (Priol, 2005).

Il est important de noter que le comportement dépendant du temps peut être aussi caractérisé par les essais dits CRS (vitesse de déformation constante). Ces essais, généralement réalisés en conditions œdométriques, consistent à imposer une vitesse de déformation constante à l'éprouvette et à suivre l'évolution des contraintes.

Kabbaj (1985) et Leroueil et al. (1985) ont étudié expérimentalement l'effet de la vitesse de déformation sur la compression œdométrique des argiles naturelles (molles) provenant de l'Est du Canada et d'autres pays à travers le monde, à différentes vitesses et ont observé que la courbe contrainte-déformation dépend de la vitesse de déformation appliquée durant l'essai. La Figure 1.9 montre des résultats d'essais CRS obtenus sur l'argile de Batiscan avec une vitesse de déformation qui varie de $1.69 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ (vitesse de déformation la plus basse) à $1.43 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ (vitesse de déformation la plus haute) pour les essais CRS.

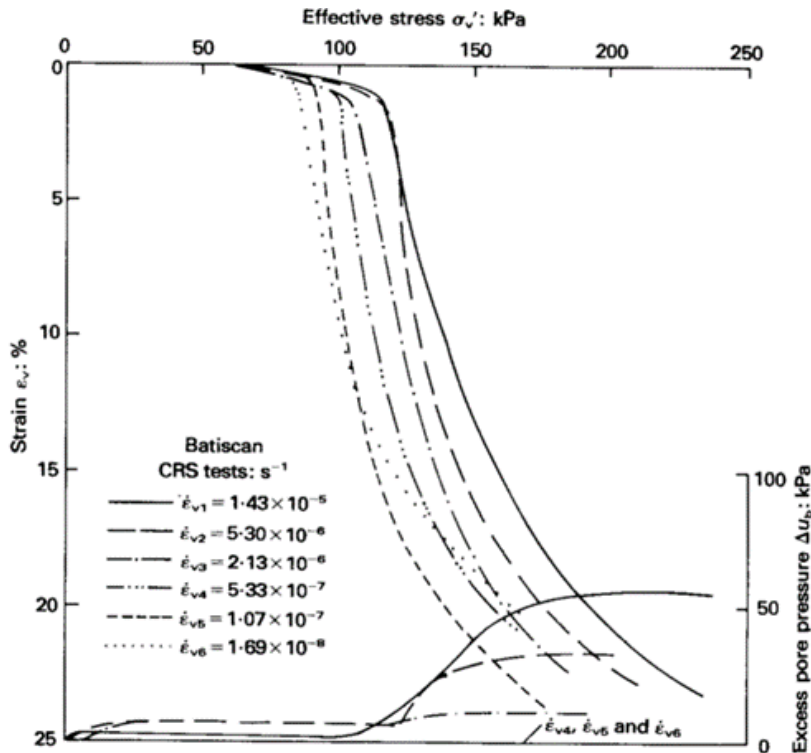


Figure 1.9. L'effet de la vitesse de déformation sur la courbe contrainte-déformation de l'argile de Batiscan (Leroueil et al., 1985).

Les résultats obtenus montrent que : (1) plus la vitesse de déformation est élevée, plus la surpression interstitielle augmente à la base de l'éprouvette ; (2) plus la vitesse de déformation est élevée, plus la contrainte de préconsolidation apparente est importante ; (3) pour la vitesse de déformation la plus basse, la réponse du sol ne suit pas le même comportement qu'observé dans les vitesses de déformation les plus élevées. Ce dernier constat peut être dû à la microstructuration du sol ; développement des liens entre les particules et les agrégats (Leroueil, 2006).

1.3.3 Relation entre les paramètres de la consolidation primaire et secondaire

1.3.3.1 Le rapport C_{ae}/C_c

Dans la bibliographie, le coefficient de fluage C_{ae} est lié à d'autres paramètres, notamment, la teneur en eau naturelle w_N , l'indice de compression C_c et la contrainte effective σ'_v par des corrélations (Holtz et Kovacs (1981) ; Wood (1990) ; Das (2008)...). Pour autant, la corrélation la plus usuelle est celle établie par Mesri et Godlewski (1977), qui ont constaté, pour un certain nombre de sols naturels, que C_{ae} est lié à l'indice de compression du sol C_c ($C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$) par la relation :

$$\frac{C_{ae}}{C_c} = \text{constante} \tag{1.7}$$

Cette relation s'applique pour une grande variété de matériaux allant des argiles molles aux argiles raides et aux sables bitumineux. Il a été montré que le rapport $C_{\alpha e}/C_c$ varie sur une étroite plage de 0,02 à 0,10. À titre d'indication, le rapport $C_{\alpha e}/C_c$ varie entre 0,02 et 0,06 pour des argiles inorganiques, 0,035 et 0,075 pour des argiles organiques et entre 0,035 et 0,10 pour des tourbes. Également, Mesri et Castro (1987) ont trouvé que, pour la majorité des argiles inorganiques, $C_{\alpha e}/C_c$ est égale à $0,04 \pm 0,01$. La Figure 1.10 montre un exemple du rapport $C_{\alpha e}/C_c$ pour l'argile naturelle de Berthierville (Est du Canada). Le postulat de Mesri et ses collègues quant à la constance du rapport $C_{\alpha e}/C_c$, mène à la conclusion que la variation des valeurs du rapport $C_{\alpha e}/C_c$ en fonction du type du sol, et, principalement de la teneur en matières organiques, laisse supposer que le fluage dépend aussi du type de sol (les argiles plastiques et les sols organiques ont une plus grande compression secondaire).

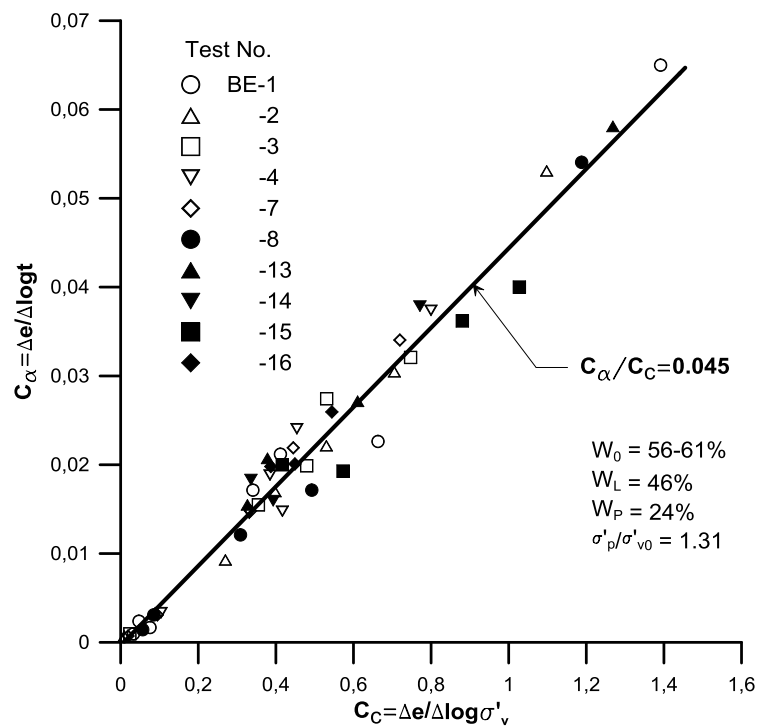


Figure 1.10 Relation $C_{\alpha e}/C_c$ pour l'argile de Berthierville (Mesri et Castro, 1987).

1.3.3.2 Le rapport $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$

Pour un sol donné, une variation linéaire a été constatée entre la pression de préconsolidation σ'_p et la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_v$ (Leroueil et al., 1985). Plusieurs autres chercheurs (Adachi et al. (1982) ; Yashima et al. (1998) ; Vermeer et Neher (1999) et Kim et Leroueil (2001)) ont trouvé un comportement identique. La Figure 1.11 présente la relation entre la pression de préconsolidation σ'_p et la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_v$ de l'argile de Batiscan, où il peut être noté, clairement, que la variation est linéaire et présente une pente α , $\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$, égale à 0,048.

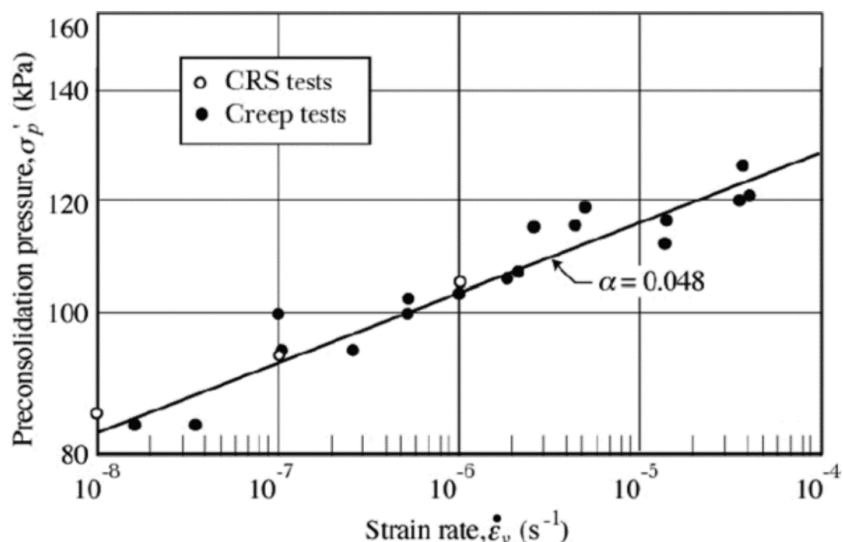


Figure 1.11. Relation $\sigma'_p - \dot{\epsilon}_v$ pour l'argile de Batiscan (Leroueil et al., 1985).

1.3.3.3 Relation entre les rapports C_{ae}/C_c et $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$

Leroueil et al. (1985) ont montré que le coefficient α , pente de la variation de la pression de préconsolidation σ'_p avec la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_v$, est égale au rapport C_{ae}/C_c . Par conséquent, pour un sol donné dont le rapport $\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$ est connu, le coefficient de consolidation secondaire C_{ae} peut être déterminé. On peut définir alors α comme suit :

$$\alpha = C_{ae}/C_c = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v \quad (1.8)$$

Le coefficient α dépend du type de sol comme indiqué dans le Tableau 1.1. Il est plus important pour les sols organiques, et moins important pour les sols granulaires (Leroueil, 2006).

Tableau 1.1. Paramètres visqueux pour différents matériaux géotechniques (D'après Mesri et Ajlouni, 1997 et Leroueil, 2006)

Matériaux	Paramètre α
Sols granulaires y compris les graviers	0,02 ± 0,01
Schiste argileux et mudstone	0,03 ± 0,01
Argiles inorganiques et Limons	0,04 ± 0,01
Argiles organiques et Limons	0,05 ± 0,01
Tourbes	0,06 ± 0,01

1.3.4 Mécanismes responsables du fluage

En général, le fluage correspond à une déformation à contrainte effective constante, due à un réarrangement interne de la structure. Dans la bibliographie, cinq théories sont proposées pour expliquer les mécanismes de fluage (Tableau 1.2). Il s'agit de :

(1) la rupture des liaisons interparticulaires dans la structure du sol,

- (2) la destruction des liaisons de structures moléculaires (déplacement des atomes et des molécules vers une nouvelle position d'équilibre),
- (3) le glissement entre particules,
- (4) le drainage de l'eau des micropores vers les macropores,
- (5) la déformation due à la viscosité structurale.

Tous ces mécanismes ont plus ou moins intégré le rôle de la minéralogie argileuse. Par conséquent, l'explication du mécanisme de fluage basé sur la minéralogie de l'argile ainsi que la déformation des macros et des microstructures des sols peuvent être pertinentes à utiliser pour la prédiction de tassement. Le et al. (2012) pensent que la combinaison de ces deux niveaux de structure (c'est-à-dire macros et microscopique) peut être adoptée pour expliquer la nature du fluage du sol, en particulier pour les sols argileux. En effet, dans la vue macroscopique, le fluage résulte du réarrangement structurel du sol ou de l'ajustement pour atteindre un nouvel équilibre sous une contrainte appliquée. Au niveau microscopique, le fluage est expliqué par la déformation de la microstructure (minéraux argileux et couche d'eau absorbée) due au drainage du fluide interstitiel dans les micropores ou à la viscosité structurale des fluides interstitiels.

Tableau 1.2. Résumé des principaux mécanismes de fluage (D'après Le et al. 2012)

N°	Mécanisme	Facteurs principaux	Introduits ou soutenus par
1	Rupture des liaisons inter-particulaires	Mouvement relatif des particules, réarrangement de la structure du sol	Taylor et Merchant (1940), Terzaghi (1941), Gibson et Lo (1961), Mesri (1973, 2003), Mesri et Godlewski (1977), et Crooks et al. (1984)
2	Destruction des liaisons moléculaires	Énergie d'activation, température et contrainte déviatorique	Murayama et Shibata (1961), Christensen et Wu (1964) et Mitchell (1964), Kwok et Bolton (2010)
3	Glissement entre particules	Énergie d'activation, forces de contact	Grim (1962), Gupta (1964), Kuhn et Mitchell (1993)
4	Circulation d'eaux avec deux structures de drainage (Macro-microstructures)	Deux niveaux de structures du sol, l'eau circule dans deux structures de pores et la déformation des pores	De Jong et Verruijt (1965), Berry et Poskitt (1972), Zeevaart (1986), Navarro and Alonso (2001), Mitchell et Soga (2005) et Wang and Xu (2006)
5	Viscosité structurale	Différentes viscosités du système d'eau absorbée, interaction minéralogie argileuse-eau	Terzaghi (1941), Barden (1969), Bjerrum (1967), Garlanger (1972), Christie et Tonks (1985), Graham et Yin (2001)

1.4 Facteurs influençant le fluage

Outre la nature de sol, d'autres facteurs influencent le fluage tels que le remaniement de structure, la viscosité du fluide, la vitesse de déformation, etc. Les matériaux compactés peuvent être exposés à des variations thermiques et hydriques (ex. cas de stockage des déchets radioactifs de faible activité à vie longue). Quoique les phénomènes qui se développent dans les sols soient de nature thermo-hydromécanique, en guise de simplification, nous avons choisi de présenter séparément les effets de la contrainte effective, de la température et de la succion sur le fluage.

1.4.1 Contraintes effectives

De nombreuses études ont montré que le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ variait avec la contrainte effective. MacFarlane (1959) et Marshall (1960) ont montré que pour une kaolinite, ce coefficient augmente linéairement avec la contrainte effective : une augmentation de 50% a été mesurée quand la contrainte effective verticale varie de 300 à 800 kPa (Figure 1.12).

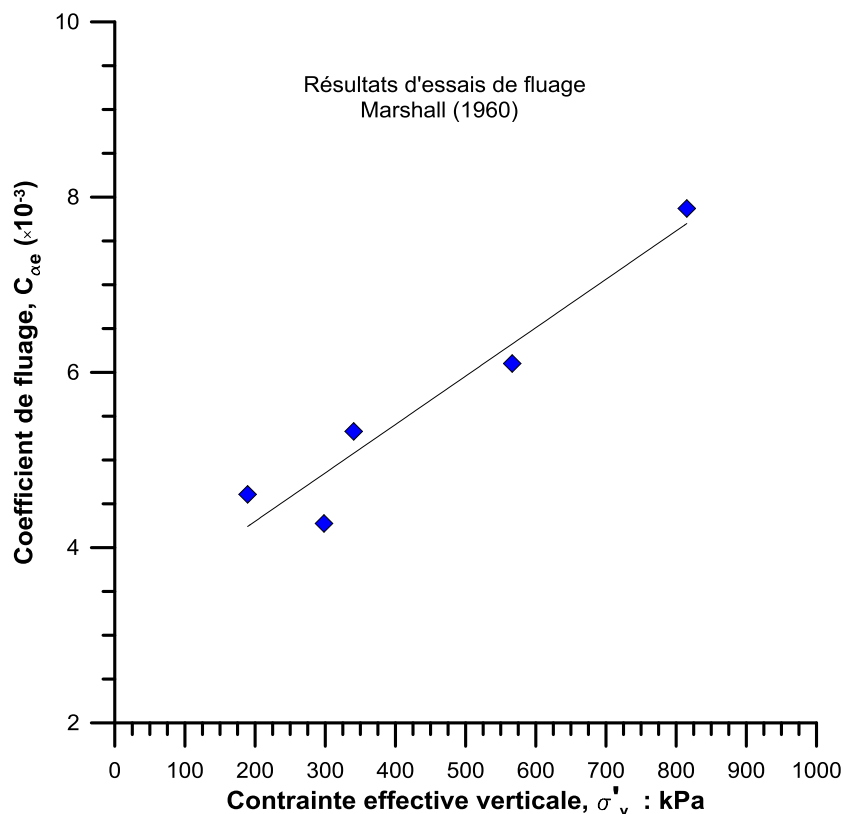


Figure 1.12. Évolution du coefficient de fluage avec la contrainte effective (Schmertmann, 2012).

La Figure 1.13 illustre les résultats des essais œdométriques de fluage réalisés sur des argiles molles naturelles ($I_p=14\%$) prélevées à différentes profondeurs (9 et 12 m) par Fodil et al. (1997), où $C_{\alpha e}$ augmente avec la contrainte verticale effective.

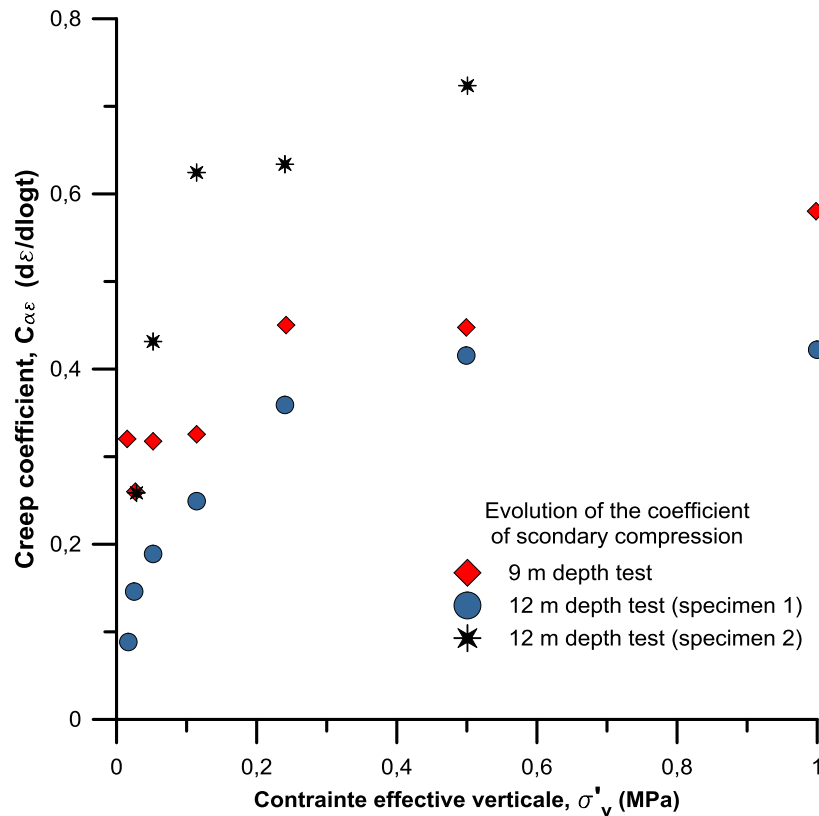


Figure 1.13. Évolution du coefficient de fluage avec la contrainte effective verticale (Fodil et al., 1997).

Dans le cas des argiles intactes, $C_{\alpha\epsilon}$ augmente aussi avec la contrainte, la valeur maximale étant atteinte pour une contrainte de l'ordre de grandeur de la contrainte de préconsolidation (Thompson et Palmer, 1951 ; Walker et Raymond, 1968 ; Green, 1969 ; Mesri et Godlewski, 1977 ; Olson, 1989 ; Anagnostopoulos et Grammatikopoulos, 2009). À titre d'indication, les résultats des essais œdométriques de fluage sur l'argile de Bryce ($I_p=20,3\%$) ont montré que le coefficient de fluage $C_{\alpha\epsilon}$ augmente jusqu'à atteindre son maximum, aux alentours de 96 kPa, pour ensuite diminuer avec approximativement la même vitesse, indépendamment de l'épaisseur de l'éprouvette (Green, 1969). En revanche, Newland et Allely (1960) ont constaté que $C_{\alpha\epsilon}$ était, approximativement, indépendant de la contrainte effective sauf pour des valeurs proches de la pression de préconsolidation où les valeurs de $C_{\alpha\epsilon}$ étaient légèrement plus élevées.

Enfin, la majorité des travaux existants ont montré une augmentation du coefficient de fluage avec l'augmentation de la contrainte effective verticale.

1.4.2 Température

Les variations de température entre les saisons et tout au long de la vie de l'ouvrage peuvent potentiellement affecter le comportement à court et à long terme des sols. Dans cette partie, une attention particulière sera portée à l'effet de la température sur le fluage des argiles. L'effet de

la température sur le fluage causé par des sollicitations mécaniques a été étudié par plusieurs auteurs.

Dans le cas d'une argile sensible ($I_p=25\%$), Gupta (1964) a effectué des essais triaxiaux dans un intervalle de température allant de 20 à 45°C. L'auteur a trouvé que la déformation, sous contrainte effective constante, liée au fluage a été augmentée avec l'augmentation de température. Les résultats des essais œdométriques de fluage obtenus par Green (1969) sur l'argile de Bryce à différentes températures (de 5 à 50°C) ont montré que le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ dépend à la fois de la contrainte effective et de la température. Cet auteur a aussi constaté que le coefficient de fluage est plus affecté par la température à des contraintes effectives plus faibles. Une série d'essais de fluage sur une argile dans une gamme de température de 5 à 60°C a également montré que plus la température est élevée, plus le coefficient de fluage est élevé (Eriksson, 1992). Moritz (1995) a réalisé une série d'essais triaxiaux drainés consolidés à des températures de 40 et 70°C sur des échantillons prélevés à différentes profondeurs (6 et 9 m). La déformation verticale liée au fluage a augmenté de 2% quand la température augmente de 20°C à 70°C. Abdullah et al. (1997) ont étudié l'effet de la température sur la compression secondaire de l'argile verte d'Azraq ($I_p = 66\%$). La Figure 1.14 montre les résultats d'essais œdométriques réalisés sur des sols non traités et des sols traités au potassium (sols-K). La variation de la compression secondaire du sol K due à la variation de température est limitée à une faible valeur, contrairement au sol non traité, l'augmentation de $C_{\alpha e}$ du sol non traité due à une augmentation de la température de 26 à 40°C va d'environ 300% aux stades de chargement initiaux à environ 30% aux stades finaux ; alors que l'augmentation de $C_{\alpha e}$ pour le sol K n'était que d'environ 5% pour presque toute la gamme de chargement pour la même augmentation de température. Le sol K se comporte plutôt comme un sol limoneux ou à grains grossiers, la température ayant peu d'influence sur le fluage. Pour le sol non traité, les auteurs montrent que l'augmentation de la température (de 26 à 40°C) n'entraîne pas une augmentation de $C_{\alpha e}$ supérieure à 30% (comme un effet de température pure). Ils expliquent que la forte augmentation de $C_{\alpha e}$ aux premiers stades de chargement est principalement attribuée aux indices des vides initiaux élevés des éprouvettes testées à 40°C, car ils présentaient un gonflement libre plus élevé que ceux testés à 26°C.

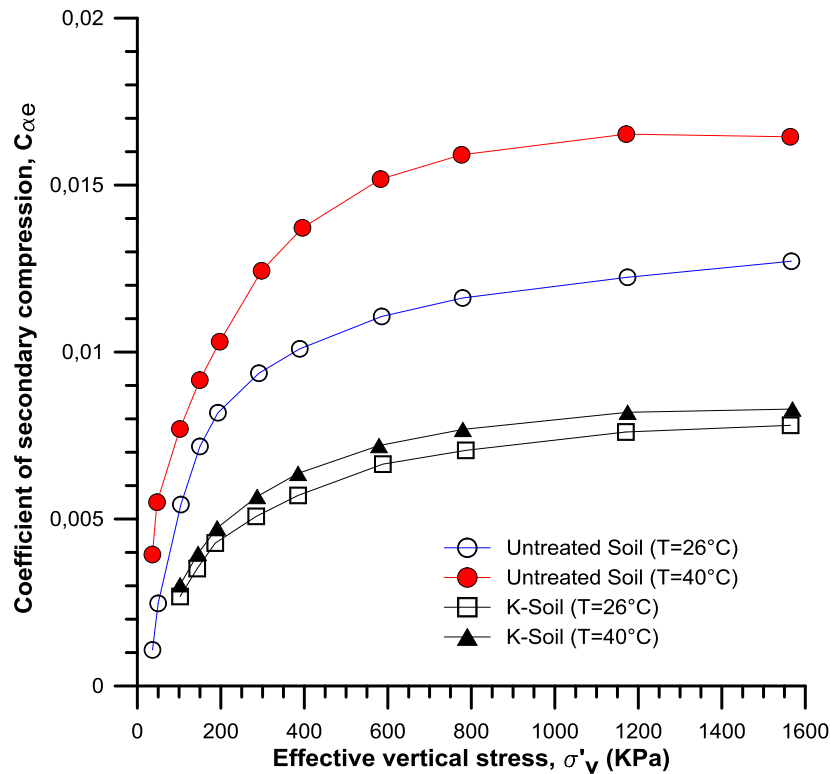


Figure 1.14. Influence de la température sur le coefficient de compression secondaire (Abdullah et al., 1997).

Towhata et al. (1993), Akagi et Komiya (1995) et Moritz (1995) ont observé que l'augmentation de la température a provoqué le début du fluage plus tôt (accélération de la consolidation primaire) des argiles saturées. Towhata et al. (1993) ont chauffé une argile, ayant une minéralogie proche d'un kaolin, jusqu'à 90°C pendant la consolidation secondaire pour évaluer l'effet de la température. Ils ont noté une contraction de volume immédiatement après le chauffage, et la quantité de contraction était plus que la déformation sous la température ambiante. Ils ont aussi noté que la compression secondaire est accélérée, débute plus tôt, lors du chauffage, suivie d'une vitesse de déformation ayant une pente ($C_{\alpha e}$) similaire à celle de la température ambiante. La Figure 1.15 montre l'influence de la température sur l'indice des vides de l'éprouvette pendant la consolidation secondaire sous une contrainte constante de 160 kPa.

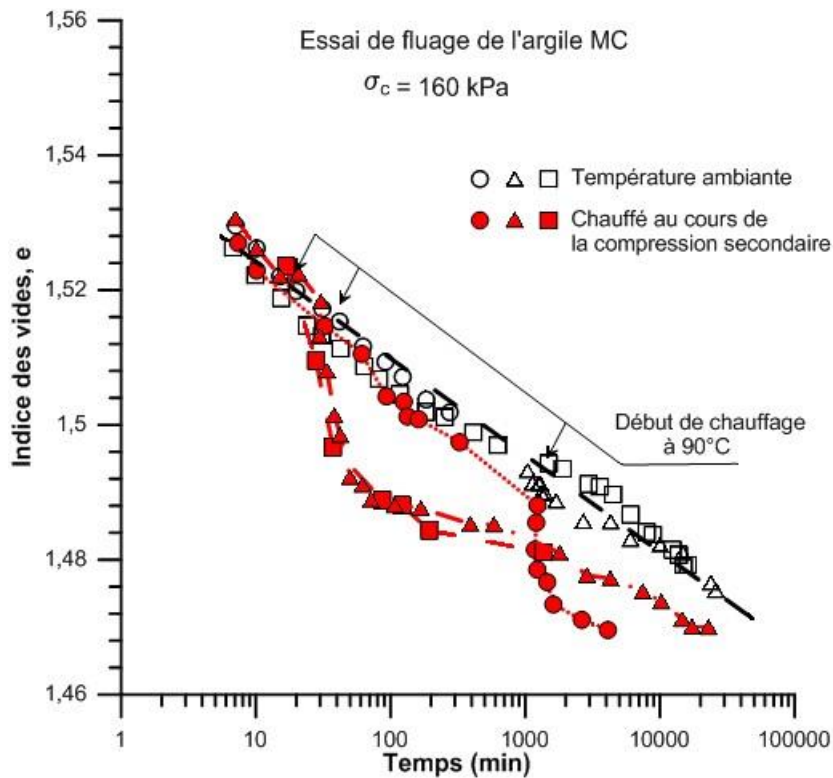


Figure 1.15. Variation de l'indice des vides de l'argile MC pendant la consolidation secondaire (Towhata et al., 1993).

Burghignoli et al. (2000) ont réalisés des essais triaxiaux sur des argiles reconstituées et naturelles dans des cellules modifiées permettant le contrôle de la température entre 20 et 60°C. Un cycle thermique a été appliqué sur les éprouvettes normalement consolidées en condition drainée (Figure 1.16). À température constante de l'ordre de 48°C, une réduction de l'indice des vides a été observée (trajet b-c). Cette réduction a été attribuée au réarrangement structural dû au chargement thermique. Les auteurs ont suggéré une relation entre le comportement thermique drainée et le comportement dépendant du temps du squelette solide (Figure 1.17). La relation linéaire entre la variation de l'indice des vides due à la charge thermique (e_{TC}) et celle due au fluage (e_{CR}) augmente avec l'amplitude du cycle thermique. En effet, le réarrangement des particules dû au chauffage n'est qu'une amplification de celui engendré par le fluage des grains solides à température constante. Généralement, le taux de consolidation secondaire augmente à haute température. Ce résultat est compatible avec ceux présentés par Campanella et Mitchell (1968) et Burghignoli et al. (1992).

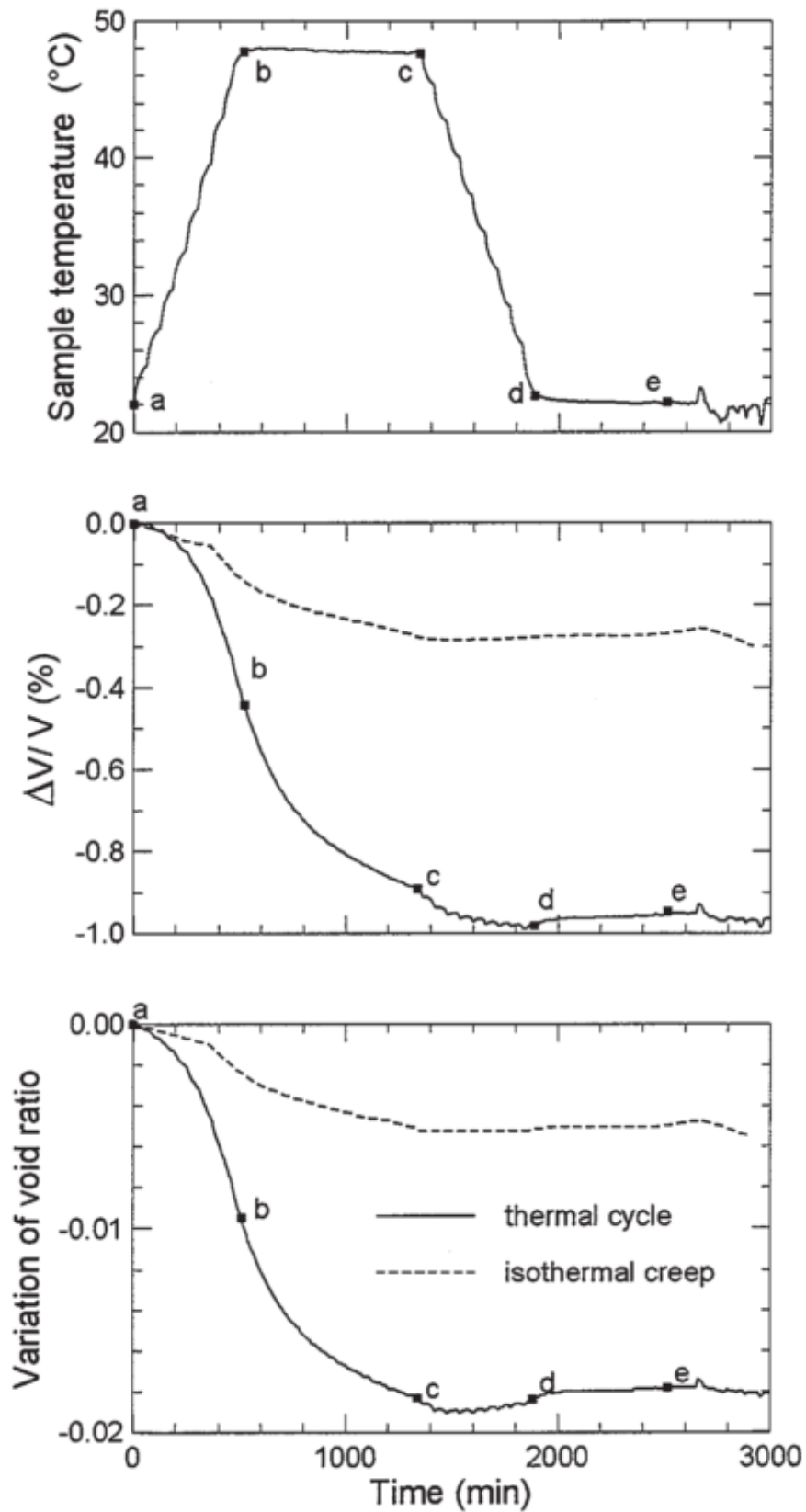


Figure 1.16. Variation de température, du volume et d'indice des vides avec le temps pendant un cycle thermique sur une éprouvette NC (Normalement Consolidée) (Burghignoli et al. (2000).

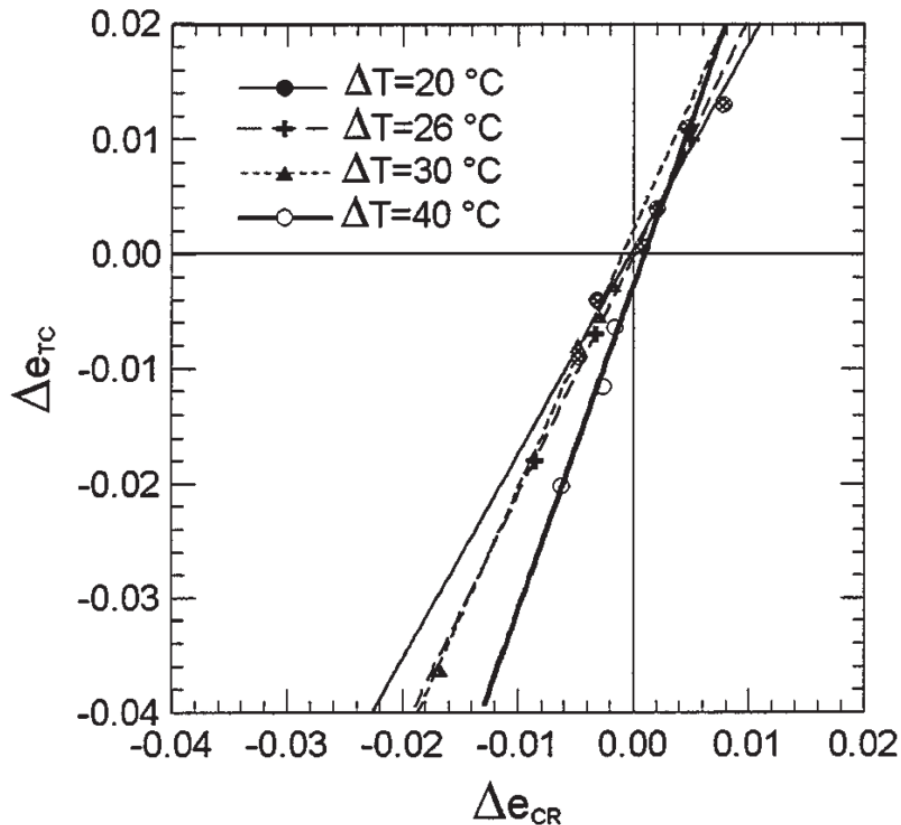


Figure 1.17. Δe_{TC} versus Δe_{CR} à différents cycles thermiques pour l'argile reconstituée de Toldi (Burghignoli et al. (2000)).

Zhang et al. (2007) ont effectué une série d'essais triaxiaux de fluage à température variable par paliers sur l'argile Opalinus et l'argilite du Cox (Callovo-Oxfordian). Ces essais sont réalisés à contrainte isotrope constante allant de 0,7 à 14 MPa dans une gamme de température de 20 à 60°C. La Figure 1.18 présente la variation de la vitesse de fluage en fonction de la température des essais à trois contraintes axiales. Les résultats indiquent également que le taux de fluage semble augmenter avec la température. À des températures inférieures à 50°C, le fluage devient plus important quand la température est plus élevée. À 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 1.18).

Plus récemment, Jarad (2017) a réalisé une campagne d'essais de compression CRS (vitesse de déformation constante) effectuée dans des cellules œdométriques à température contrôlée. Différentes valeurs de vitesse de déformation (de 0,002%/min à 0,02%/min) ont été appliquées, dans une gamme de température comprise entre 5 et 70°C. Les résultats de cette étude expérimentale, effectuée sur deux argiles compactées et saturées appelées A et B, ont montré que l'augmentation de la température entraîne une augmentation légère du coefficient de fluage

C_α (Figure 1.19). Les résultats indiquent également que la variation de l'indice de compression C_c avec la température est négligeable pour les deux sols étudiés.

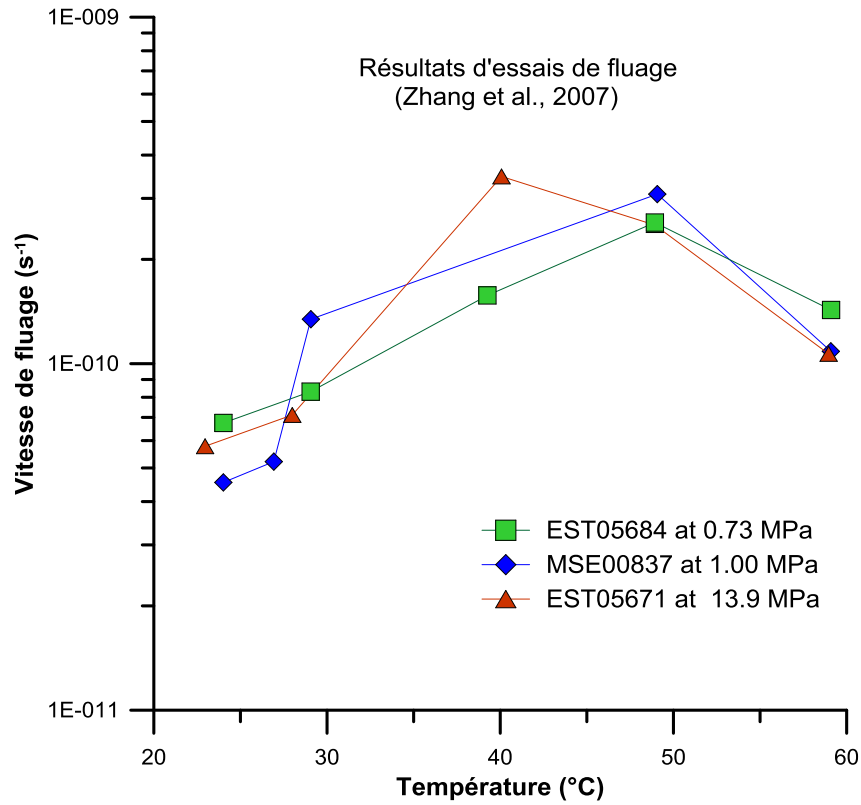


Figure 1.18. Impact de la température sur le comportement à long terme de l'argilite du Cox (Zhang et al., 2007).

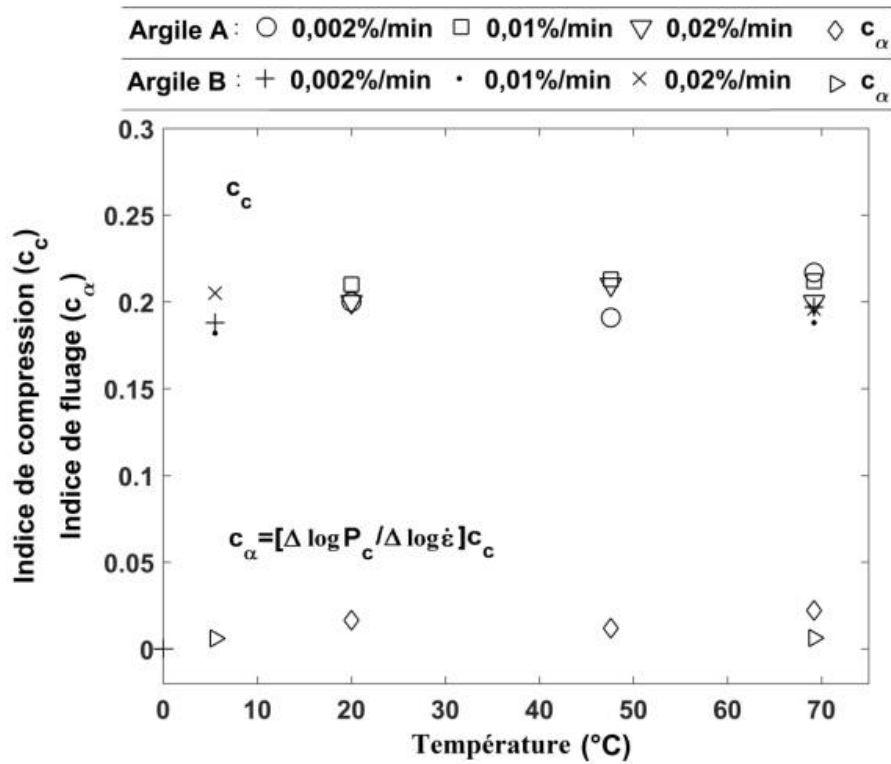


Figure 1.19 Influence de la température sur l'indice de compression C_c et l'indice de fluage C_α (Jarad, 2016).

Les résultats des travaux expérimentaux existants ont ainsi montré un impact significatif de la température sur le fluage des sols. En général, une augmentation du coefficient de fluage avec l'augmentation de température a été observée. Parmi les raisons possibles de cette augmentation on peut citer le réarrangement des particules solides au sein du sol chauffé. Gupta (1964) a expliqué ce phénomène par le fait que le sol gagne de l'énergie à haute température. Cette énergie est responsable de l'augmentation du nombre de molécules actives de sol. Une plus grande activation des molécules conduira à un affaiblissement des liaisons et ceci induira une plus grande compressibilité. Zhang et al. (2007) ont suggéré que l'augmentation du coefficient de fluage à haute température, de l'ordre de 50°C, était due à l'impact de la température sur les liaisons interparticulaires, ou à la diminution de la résistance de cisaillement entre les particules.

1.4.3 État hydrique (suction)

Bien que de nombreux travaux aient été faits pour décrire le comportement de fluage de sols saturés, quelques études seulement se sont attachées au cas de matériaux non saturés. En fait, les états non saturés (ou partiellement saturés) correspondent à une situation fréquemment rencontrée en pratique. Le terme de suction est défini comme un déficit de pression de l'eau du sol par rapport à la pression atmosphérique. Dans un milieu non saturé, cette pression négative est fonction de la teneur en eau volumique θ (le rapport de volume de l'eau au volume total) ou du degré de saturation S_r . La suction totale est la somme de deux composantes principales : suction matricielle et la suction osmotique (Fredlund et al., 2012). La suction matricielle est la somme d'une composante capillaire et d'une composante associée aux forces d'adsorption développées par les particules d'un sol. La suction osmotique est liée aux sels présents dans le sol, elle augmente avec la quantité de sels dissouts. La majorité des travaux existants est axée sur des matériaux spécifiques tels que les bentonites, les craies et les roches. En revanche, rares sont les études réalisées sur les argiles compactées. Ainsi, nous nous sommes intéressés à exposer ces résultats par la suite.

Blümling et al. (2000) ont ainsi effectué des essais de fluage en laboratoire (œdométriques et triaxiaux) afin d'analyser l'influence de l'état hydrique sur la compression secondaire de l'argile Opalinus. Un impact important de la suction a été observé sur le fluage des éprouvettes sèches et saturées. Ils ont constaté que l'eau accélère le phénomène de fluage dans l'argile ; le taux de fluage est très faible voire négligeable pour le matériau sec, alors qu'il est considérable pour le matériau saturé.

Oldecop et Alonso (2002, 2003 et 2007) ont réalisé des essais à l'œdomètre sur des graviers compactés avec un contrôle de suction par la technique de l'humidité relative. Les résultats ont

montré que le coefficient de compression secondaire λ^t augmente avec l'augmentation de la contrainte verticale et la succion décroissante (Figure 1.20). Oldecop et Alonso (2003, 2007) ont aussi montré que l'indice λ^t était proportionnel au coefficient de compression λ ; les coefficients λ^t et λ suivent la même relation avec les contraintes appliquées et la succion. En effet, le rapport λ^t / λ (C_{ae}/C_c) a tendance à être une constante proche de 0,02 pour la plupart des essais réalisés, à l'exception de l'état le plus sec (succion = 255 MPa) caractérisé par un rapport faible (0,005).

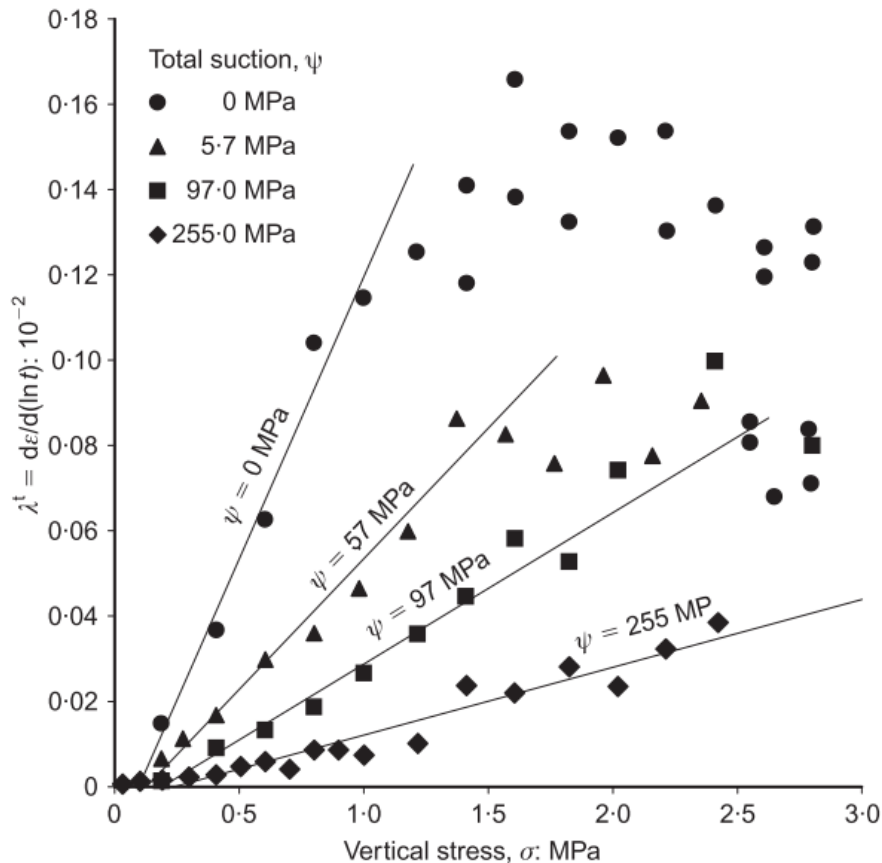


Figure 1.20. Paramètre de fluage pour un grave compacté à différents niveaux de succion (Oldecop et Alonso, 2007).

Pour mettre en évidence les effets du fluide saturant et de la succion sur le comportement dépendant du temps de la craie Lixhe, plusieurs travaux ont été réalisés. Par exemple, les travaux de De Gennaro et al. (2003) qui ont mené une série d'essais, de compression triaxiale isotrope, à succion huile-eau contrôlée par la technique osmotique et la technique de translation d'axe. Les résultats expérimentaux ont montré que le paramètre de fluage des éprouvettes diminue avec la succion croissante. Et dans des conditions œdométriques, Priol (2005) et Priol et al. (2007) ont effectué quatre essais sur des éprouvettes : saturés en eau, en huile, par un mélange eau-huile (succion contrôlée à 200 kPa) et saturés en air (essai sec) (Figure 1.21). La Figure 1.21 montre que le paramètre de fluage α est à la fois dépendant de la contrainte et de la succion, et

plus la mouillabilité de la craie est élevée, plus le coefficient de fluage est important, ce qui indique un couplage entre la saturation partielle et le fluage dans les craies multiphasiques. Selon Priol (2005), la mouillabilité d'un matériau peut être définie par sa capacité à être envahie (mouillé) par un fluide.

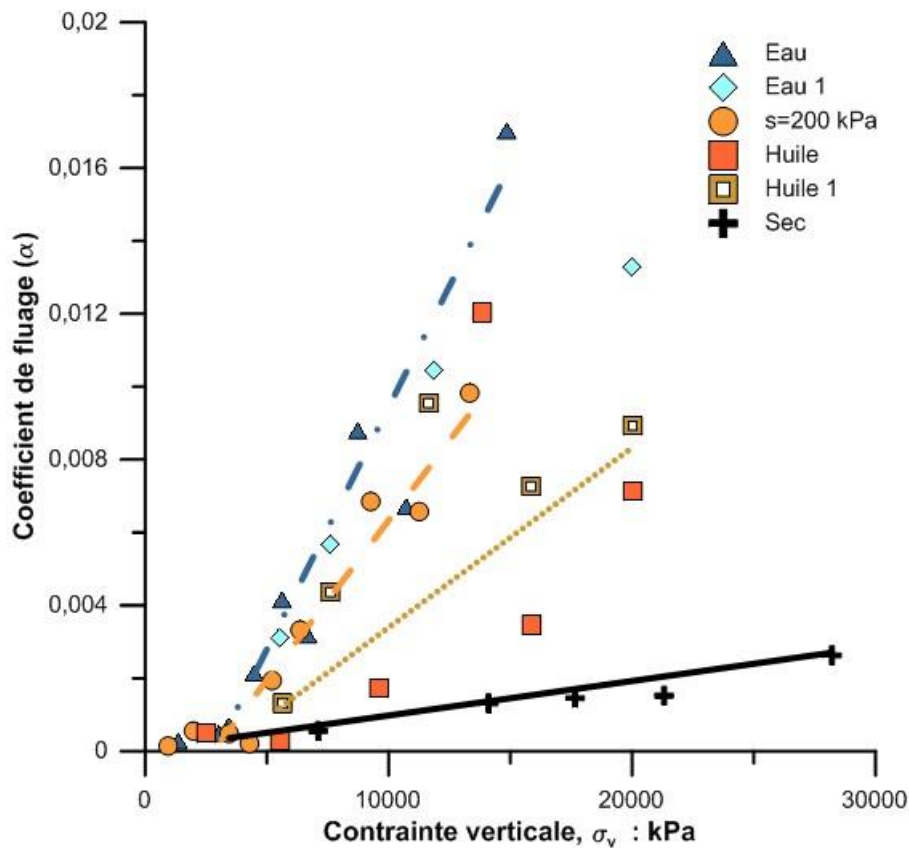


Figure 1.21. Évolution du paramètre de fluage pour la craie multiphasique (Modifié après Priol, 2005).

En travaillant sur la craie d'Estreux, Nguyen (2009) a observé un comportement en conformité avec les résultats obtenus par Priol (2005) sur la craie de Lixhe. En effet, en réalisant des essais d'œdomètre haute pression à succion contrôlée, Nguyen (2009) a constaté que le coefficient de fluage C_{ae} est faible et relativement constant dans la partie élastique et il commence à augmenter au fur à mesure lorsque la contrainte se rapproche de la limite élastique. Dans la phase plastique ($\sigma_v > \sigma'_p$), C_{ae} augmente significativement et par conséquent, de plus en plus de fluage est observé. La Figure 1.22 montre l'évolution C_{ae} pour différents états hydriques (sec, partiellement saturé et saturé) en fonction de la contrainte verticale. Ainsi, en comparant l'évolution de C_{ae} , il est constaté que le fluage est plus important pour tous les essais saturés et partiellement saturés. Pour le même niveau de chargement, la déformation différée dans l'essai sec est moindre. Ce qui montre effectivement que le taux de fluage augmente avec la présence de l'eau ou la réduction de la succion.

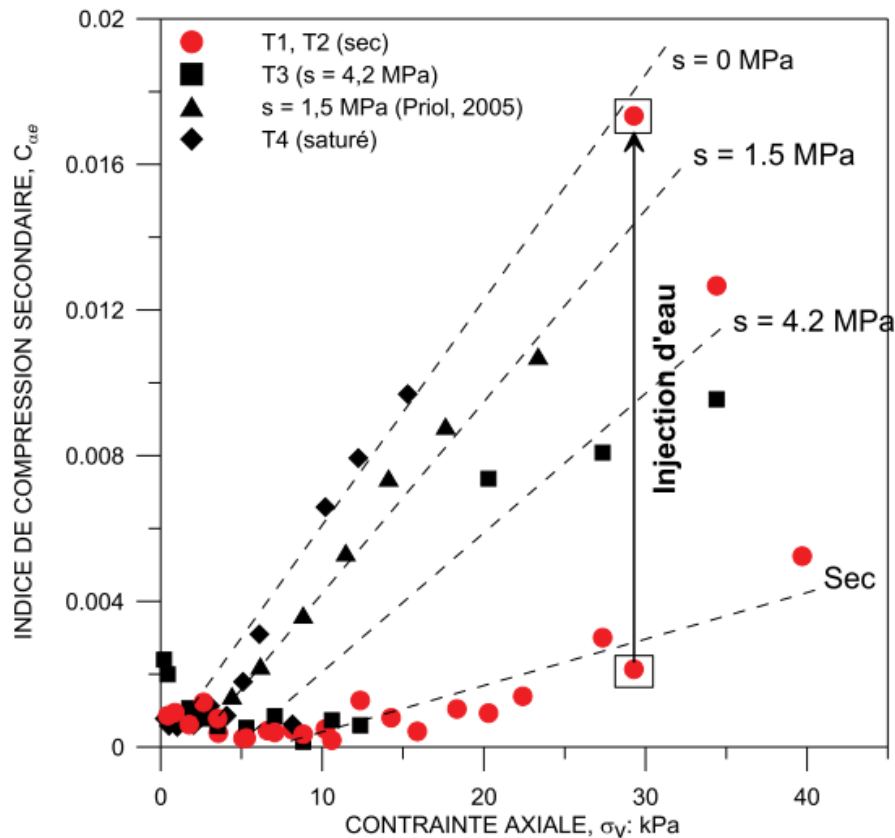


Figure 1.22. Évolution de l'indice de compression secondaire en fonction de la contrainte axiale (Nguyen(2009)).

Afin de mieux comprendre la déformation à long terme de glissements de terrain en lien avec l'influence des variations de la teneur en eau, Lai et al. (2014) ont mené une série d'essais de fluage triaxiaux avec contrôle de la succion sur des éprouvettes d'argile, provenant d'un grand glissement de terrain dans la région des Trois Gorges en Chine, et ont observé que le coefficient de fluage augmente lorsque les contraintes augmentent et que la succion diminue. Ye et al. (2014) ont effectué une série d'essais œdométriques à haute pression et à succion contrôlée sur une bentonite compactée GMZ01. Dans cette étude, la poudre de bentonite GMZ01 a d'abord été exposée à une succion de 110 MPa puis compactée statiquement à une densité sèche de $1,70 \text{ g/cm}^3$. Ensuite, les éprouvettes compactés ont été hydratées à des succions visées à l'aide de la méthode d'humidité relative et ont finalement été mis dans des cellules œdométriques en appliquant un chargement par paliers. Les résultats montrent, d'une part, que le coefficient de fluage C_α augmente linéairement avec l'augmentation de la contrainte verticale. D'autre part, ils indiquent que le coefficient de fluage C_α diminue quand la succion augmente (Figure 1.23). À titre d'exemple, pour la contrainte verticale de 10 MPa, $C_{\alpha e}$ diminue de 0,012 à 0,0012 lorsque la succion augmente de 0 à 110 MPa. Ces résultats confirment que le $C_{\alpha e}$ dépend à la fois de la contrainte verticale et de la succion.

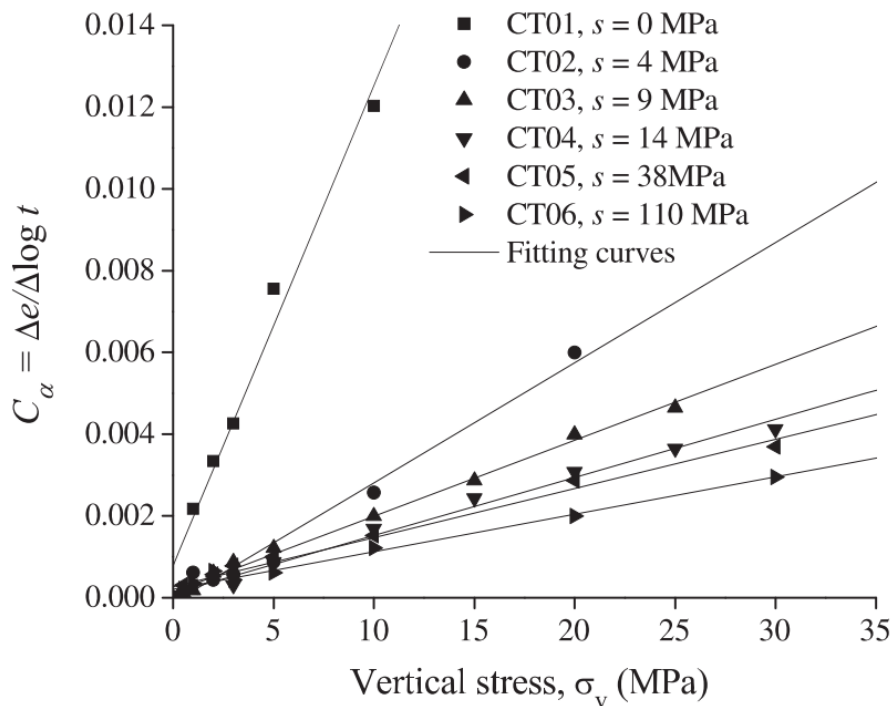


Figure 1.23. Évolution du coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ avec la contrainte verticale appliquée sous différentes succions (Ye et al., 2014).

Les principaux résultats de ces travaux montrent que le coefficient de fluage est impacté par l'état hydrique (niveau de succion). Il apparaît très difficile de découpler le comportement lié au fluage et à la succion (Priol, 2005). En effet, l'enjeu majeur en viscoplasticité est de déterminer la quantité d'érouissage mécanique produit durant le fluage. Or, un des effets principaux de la succion sur le comportement mécanique des sols est l'accroissement de la limite élastique. Donc, pour un même niveau de chargement mécanique, le matériau n'est pas entré en viscoplasticité d'un même montant selon le niveau de succion. Priol (2005) et Nguyen (2009) ont proposé de présenter l'évolution de $C_{\alpha e}$ en fonction de la contrainte verticale normée, rapport de la contrainte verticale sur la limite élastique (Figure 1.24). Cette contrainte normée permet de comparer le fluage au même niveau de chargement, c'est-à-dire à la même distance de la limite élastique. Les résultats montrent que l'évolution de $C_{\alpha e}$ en fonction de la contrainte normée, semble ne pas dépendre de la succion. Pour autant, cela ne signifie pas que le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ est indépendant de la succion. Seule la craie sèche présente complètement un fluage moindre et, par conséquent, $C_{\alpha e}$ pour l'essai sec se trouve écarté par rapport aux autres états.

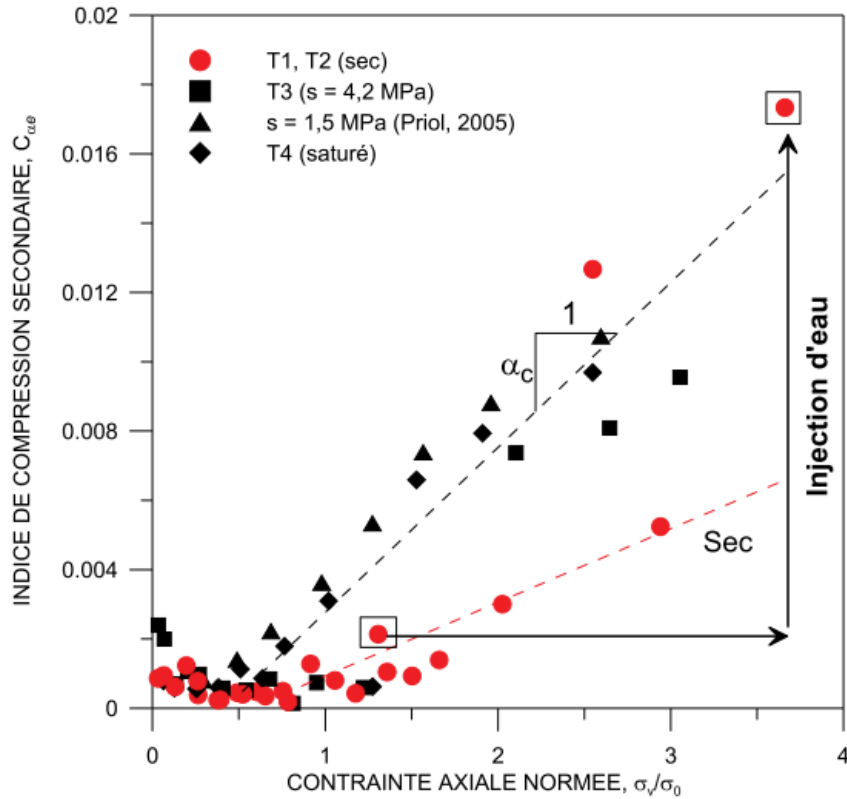


Figure 1.24. Évolution de l'indice de compression secondaire en fonction de la contrainte axiale normée (Nguyen, 2009).

La différence observée entre l'essai sec et les autres peut être expliquée par le fait que, l'existence de l'eau lubrifie les contacts entre les grains, et, par conséquent, moins frottant (Nguyen, 2009). Pour analyser davantage l'effet de la succion sur le fluage, Nguyen (2009) a réalisé l'essai T2 où il injecte de l'eau pour passer de l'état sec à l'état saturé (Figure 1.24). La variation de l'indice des vides de cet essai dans le temps est présentée dans la Figure 1.25. Cette variation ressemble au comportement suivi d'un chargement mécanique. En effet, l'injection de l'eau cause une forte déformation instantanée (effondrement) et ensuite une déformation différée. Ce comportement est similaire avec celui sur la craie de Lixhe de Priol (2005). Avant l'injection d'eau sous la contrainte verticale 30 MPa, le coefficient de fluage C_{oe} équivaut à 0,0014. Pendant l'injection d'eau, l'eau entre progressivement dans les pores de la craie et elle devient saturée. Alors, la limite élastique diminue de 13,5 MPa à 7,5 MPa à cause du changement d'état hydrique, qui indique l'augmentation du rapport contrainte verticale/limite élastique de 1,3 à 3,7. Quand la craie est saturée, sous la contrainte normée de 3,7, le coefficient de fluage C_{oe} est égal à 0,019.

L'ensemble des résultats des travaux expérimentaux existants ont montré une significative dépendance du fluage des sols à la succion, une diminution du coefficient de fluage avec la succion a été observée.

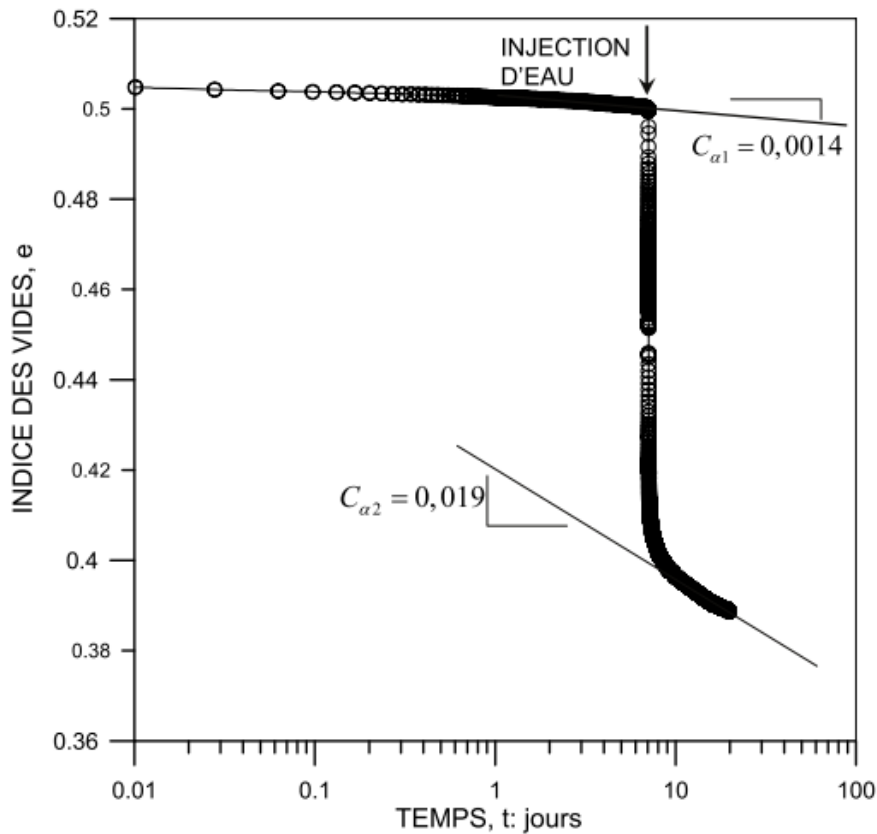


Figure 1.25. Évolution de l'indice de vide suivant le temps lors de l'injection (Nguyen, 2009).

Conclusion

Plusieurs facteurs influent de façon plus ou moins importante le comportement au fluage des argiles : des facteurs tels que la contrainte effective verticale, la température et l'état hydrique (suction). Dans la bibliographie, les résultats existants ont montré, presque à l'unanimité, une augmentation du coefficient de fluage avec l'augmentation de la contrainte effective verticale et de la température. Quant à l'effet de la suction, il a été constaté que le coefficient de fluage est très faible voire négligeable pour le matériau sec, tandis que le fluage est significatif pour le matériau saturé. L'évolution observée de fluage en fonction de ces paramètres trouve des explications dans l'évolution de la structure interne des argiles (réajustement des particules granulaires, réduction de viscosité structurale, destruction des liaisons de structures moléculaires, etc.). Les échelles de temps considérées pour les essais en laboratoire sont souvent très différentes de celles in situ. D'où l'intérêt d'employer des modèles pour prédire le comportement du matériau en s'appuyant sur des lois de comportement représentant le système à différentes échelles.

1.5 Modélisation du comportement dépendant du temps en condition isotherme et saturée

Bien que la thèse ne soit pas axée sur la modélisation numérique, nous présentons dans cette partie les modèles de base afin de définir les essais de laboratoire permettant de déterminer les paramètres nécessaires des matériaux pour une modélisation ultérieure. Ainsi, nous nous intéresserons aux principales approches constitutives de la modélisation qui prennent en compte les effets du temps (comportement visqueux) dans les sols argileux en condition isotherme et saturée. D'après Liingaard et al. (2004), les modèles proposés dans la bibliographie peuvent être classés en trois grandes catégories : modèles empiriques, rhéologiques et modèles généraux contraintes-déformation-temps.

1.5.1 Modèles empiriques

Les modèles empiriques sont applicables pour des cas avec des conditions limites spécifiques et sont généralement formulées directement pour répondre aux résultats expérimentaux des essais œdométriques de laboratoire (par exemple : CRS, fluage...). Ces modèles sont généralement utilisés comme solutions pratiques à des problèmes d'ingénierie ou comme éléments fondamentaux pour des modèles constitutifs plus sophistiqués.

1.5.1.1 Loi semi-logarithmique de fluage

Le modèle le plus utilisé est celui basé sur une loi de fluage semi-logarithmique avec le paramètre $C_{\alpha e}$ (cf. section 1.3.2). Bien qu'il s'agisse d'une expression simplifiée pour la compression secondaire, elle est très largement utilisée tant dans l'industrie que dans le domaine de la recherche (Karim et Gnanendran, 2014).

1.5.1.2 Modèle Isotache

En 1942, Taylor, à partir de résultats obtenus sur une argile remaniée de Boston, a présenté un modèle de comportement des argiles consistant en un ensemble de droites parallèles entre elles, chaque droite correspondant à une durée du palier de chargement (Figure 1.26).

En suivant l'idée de Taylor, la théorie d'isotaches (système de lignes d'égale vitesse) a été présentée par Šuklje (1957). En effet, Šuklje considère que la compressibilité des argiles est contrôlée par la vitesse de déformation. Ainsi, à partir d'essais œdométriques effectués pour un incrément de charge donné, Šuklje a construit des isotaches pour différentes vitesses de consolidation. Ces isotaches peuvent être représentés dans un diagramme $e - \sigma'_v$ par des lignes constantes de $\dot{\epsilon}$ appelées isotaches par Šuklje (1957, 1969a, 1982) (Figure 1.27). La

détermination des isotaches ainsi que leur application pratique possible peut être trouvée dans (Šuklje, 1957).

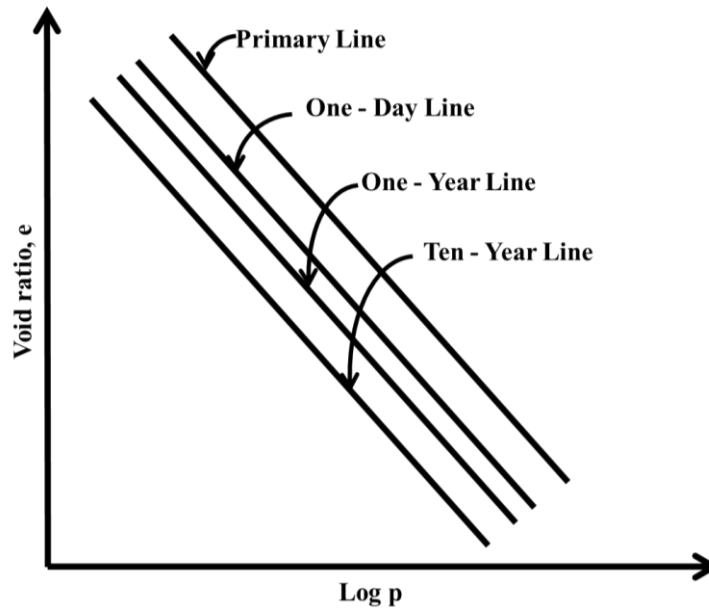


Figure 1.26. Relation contrainte effective- indice des vides à des temps différents (Taylor, 1942).

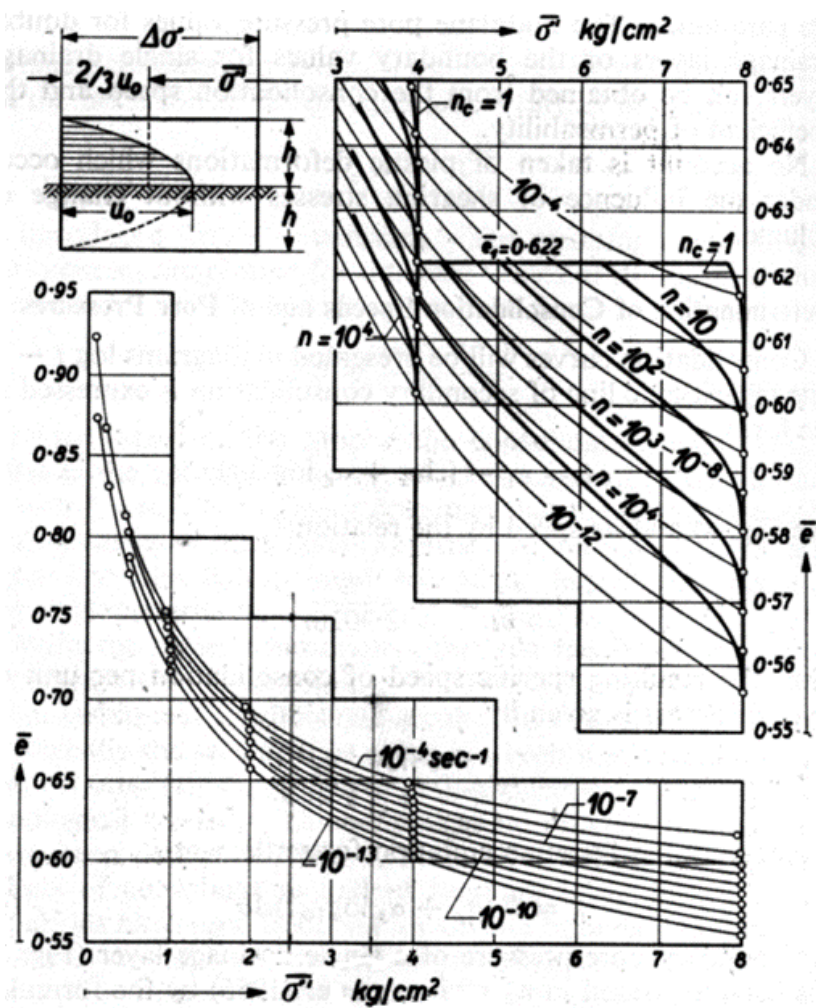


Figure 1.27. Système d'isotaches proposé par Šuklje (1957).

La Figure 1.27 (la partie inférieure) illustre le modèle d'isotaches obtenu par Šuklje (1957) pour une éprouvette de craie lacustre. Comme on peut le voir, une relation unique peut être obtenue entre la contrainte effective, l'indice des vides et la vitesse de changement d'indice des vides. Aussi montré sur la même figure (la partie supérieure) sont les courbes $e - \sigma'_v$ suivies pour des éprouvettes avec une épaisseur n des temps plus grande que l'épaisseur d'une éprouvette de référence. Il indique l'influence d'épaisseur type sur des courbes de compression obtenues. Ce type de modèle, concept isotaches, correspond clairement à l'hypothèse B (Leroueil, 2006) et peut en même temps contredire l'hypothèse A (Ashrafi, 2014). Certes, dans ce modèle, l'indice des vides et la contrainte effective changent continuellement avec la vitesse de déformation et il n'y a pas de séparation entre la consolidation primaire et secondaire. Il signifie que la déformation liée au fluage n'est pas un processus distinct de la consolidation primaire. Une revue détaillée du modèle Isotache a été faite par Leroueil (2006).

1.5.1.3 Théorie Isochrones

En 1967, Bjerrum a proposé une représentation du fluage sous forme d'un réseau de courbes parallèles nommées "lignes de temps". Appelée aussi théorie d'isochrones, c'est-à-dire un système de lignes, où chaque ligne représente l'équilibre d'indice des vides pour différentes valeurs de contrainte verticale à un temps spécifique de chargement constant (Figure 1.28). Quand la sédimentation s'arrête au point (B), à contrainte effective constante, le fluage entraîne une diminution d'indice des vides (trajet BF en fonction du temps). Ainsi, si on considère une argile qui s'est déposée il y a 3000 ans sous la contrainte σ'_{v0} et qui se trouve actuellement en (F) dans le diagramme $e - \log \sigma'_v$ de la Figure 1.28, et qu'on la charge de nouveau par paliers de 24 heures, il va présenter de faibles déformations, se comportant comme un sol surconsolidé (trajet FC), pour suivre la courbe vierge initiale correspondant à une durée de consolidation d'un jour (trajet CD). La pression de préconsolidation mesurée au point (C) est beaucoup plus grande que la contrainte maximum réellement subie par le sol qui était σ'_{v0} en (F).

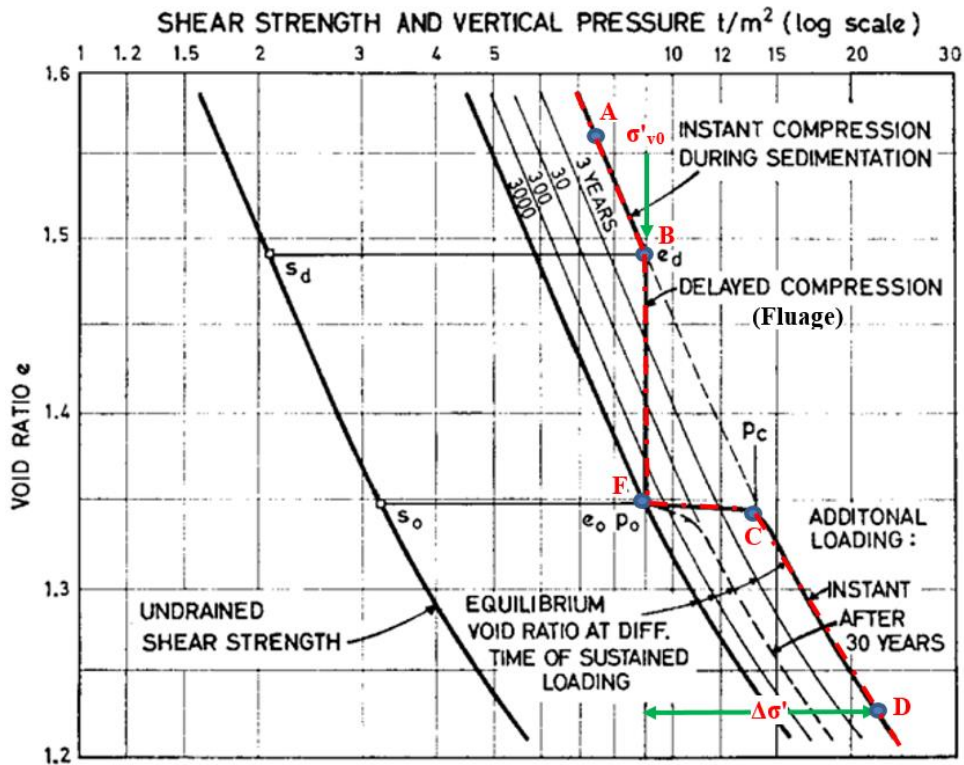


Figure 1.28. Compressibilité d'une argile présentant une consolidation différée (Modifié après Bjerrum, 1967).

Le travail de Bjerrum (1967) a pu mettre en évidence l'influence de l'âge de l'argile lorsqu'elle est soumise à une contrainte constante. Il a montré que, plus l'argile est âgée, plus l'indice des vides diminue due à la compression secondaire et plus la valeur de la pression de préconsolidation augmente. Par conséquent, un degré de surconsolidation donné peut être atteint par l'histoire de contrainte et/ou l'effet d'âge (fluage).

Enfin, la théorie d'isochrones est très proche du modèle d'isotache proposé par Šuklje (1957), à la différence près que le temps y est pris explicitement en compte. Or le temps n'est pas, à la différence de la vitesse de déformation, une variable locale du sol (Hawley, 1975). De plus avec le modèle isotache, le choix toujours délicat de l'origine du temps est évité avec la prise en compte de la vitesse de déformation au lieu du temps.

1.5.2 Modèles rhéologiques

Ces modèles décrivent les conditions uniaxiales et sont donnés sous forme de solutions fermées ou sous forme différentielle. Dans les cas des sols, ils sont utilisés afin d'obtenir une compréhension conceptuelle des effets du temps (Liingaard et al., 2004). Dans cette approche, les modèles développés correspondent aux différentes combinaisons possibles en utilisant des éléments de mécanique élémentaire : un ressort (loi de Hooke), un piston (loi de Newton), un élément cohésif de patin (ou élément de Saint Venant). Le modèle Bingham consiste en trois éléments (ressort en série avec un patin en parallèle avec un amortisseur) (Figure 1.29).

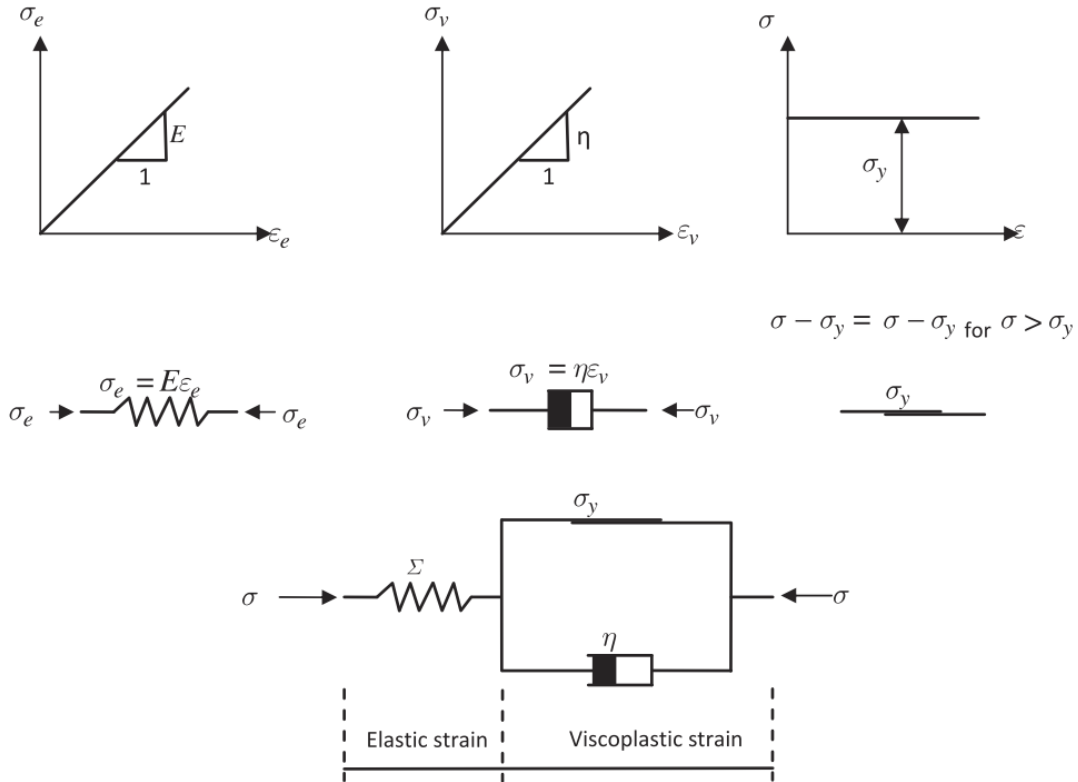


Figure 1.29. La structure conceptuelle du modèle de Bingham avec représentation schématique des éléments de mécanique élémentaire : un ressort (loi de Hooke), un piston (loi de Newton), et un élément de patin (Saint Venant) (Linggaard et al., 2004).

Le modèle Bingham est décrit par l'équation différentielle suivante :

$$\dot{\mathcal{E}} = \begin{cases} \dot{\mathcal{E}}^e + \dot{\mathcal{E}}^{vp} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma - \sigma_y}{\eta} & \sigma > \sigma_y \\ \dot{\mathcal{E}}^e = \frac{\dot{\sigma}}{E} & \sigma \leq \sigma_y \end{cases} \quad (1.9)$$

L'équation différentielle du modèle est explicite. En effet, Bingham a introduit un seuil qui correspond à la limite plastique σ_y en dessous de laquelle la partie visqueuse est inactivée, i.e. le comportement est linéaire élastique instantané. Et pour des contraintes en dessus de cette limite, le modèle montre un écoulement visqueux de type de Maxwell, i.e. le comportement est donc élasto- viscoplastique.

1.5.3 Modèles généraux contrainte-déformation-temps

La plupart des modèles expliqués ci-dessus considèrent séparément les déformations plastiques et visqueuses. Cependant, en réalité, les déformations plastiques et visqueuses ne sont généralement pas indépendantes les unes des autres (Tatsuoka, 2006). À cet égard, les modèles élasto-viscoplastiques prennent en compte plus raisonnablement les comportements des matériaux. Les modèles généraux contrainte-déformation-temps abordent les lois constitutives

générales qui décrivent à la fois le comportement non visqueux et visqueux du sol à l'aide de concepts théoriques de plasticité. En d'autres termes, ces modèles peuvent être considérés comme une généralisation de la théorie de la plasticité pour inclure le comportement visqueux. Généralement, ces modèles reproduisent des comportements visco-élasto-plastiques ou élasto-viscoplastiques.

Dans le cas des modèles visco-élasto-plastiques, la viscosité est décrite comme une partie additionnelle à la déformation élastoplastique. Tandis que dans le cas des modèles élasto-viscoplastiques, la viscosité est décrite comme une partie de la déformation plastique. Des évaluations détaillées, sur la plupart des travaux effectués sur les modèles prenant compte du temps peuvent être trouvées dans des sources comme (Augustesen et al. (2004) ; Liingaard et al. (2004) ; Karim et Gnanendran, 2014)).

À 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 les modèles visco-élastoplastiques (Lê, 2008). En revanche, les modèles élasto-viscoplastiques (EVP) sont connus pour être largement utilisés, comme par exemple dans les travaux de Yin et Graham (1996, 1999). Par ailleurs, nous accorderons une attention particulière au groupe de modèles EVP, où la viscosité est décrite comme une partie de la déformation plastique.

Les modèles EVP peuvent être divisées en deux catégories (Adachi et al. (1996) ; Hashiguchi et Okayasu (2000) ; Liingaard et al. (2004)). La première est de type 'Overstress' ou surchargement quand la quantité de la déformation viscoplastique dépend de la distance de l'état de contraintes actuel à la surface de charge. La seconde rassemble les modèles à surface «non stationnaire» avec des surfaces de charge qui évoluent avec la déformation viscoplastique.

1.5.3.1 Les modèles à surchargement

En général, ces modèles sont basés sur la théorie du potentiel viscoplastique de Perzyna (1963). En effet, la théorie de Perzyna (1963) est une extension en trois dimensions du modèle de Bingham. La première hypothèse constitutive de l'approche de Perzyna est que les déformations visqueuses du matériau sont négligeables dans le domaine élastique et ne se manifestent qu'à l'état plastique (Figure 1.30). Autrement dit, seule la déformation plastique est visqueuse :

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^{vp} \tag{1.10}$$

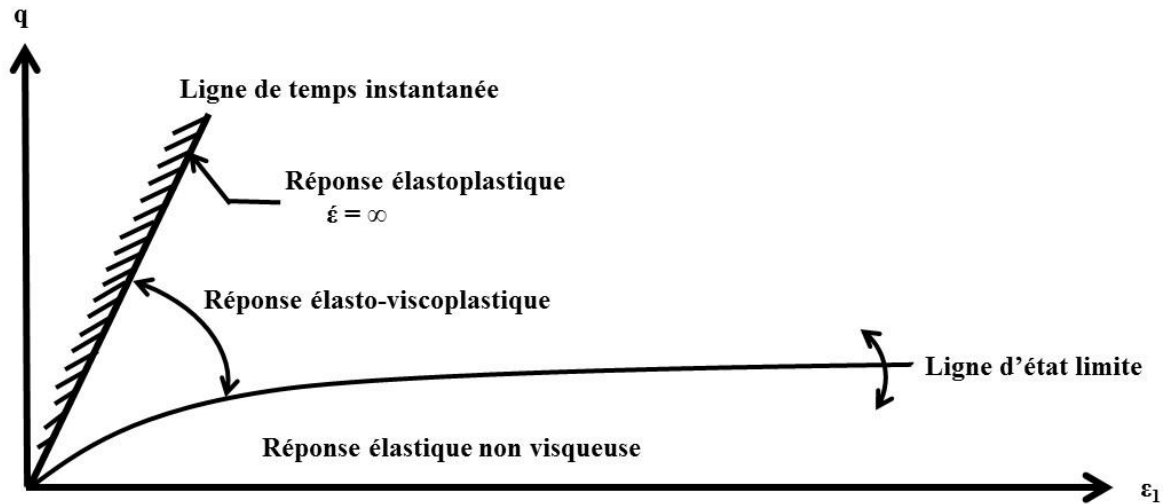


Figure 1.30. Fonctionnement des modèles à surchargement (D'après Liingaard et al., 2004).

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

$$d\varepsilon^{vp} = \gamma \langle \phi(F) \rangle \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (1.11)$$

avec γ , paramètre de fluidité ; Φ , noyau visqueux, fonction de la variable de surchargement F , qui est déterminée expérimentalement ; g , fonction du potentiel plastique ; $\langle \rangle$, les crochets de Macaulays qui sont définis comme :

$$\langle \phi(F) \rangle = \begin{cases} 0 & F \leq 0 \\ \phi(F) & F > 0 \end{cases} \quad (1.12)$$

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

$$W^{vp} = \int \sigma d\varepsilon^{vp} \quad (1.13)$$

$$F = \frac{f_d(\sigma, W^{vp})}{\kappa_s(W^{vp})} - 1 \quad (1.14)$$

avec f_d , surface de charge dynamique sur laquelle se trouve le point représentatif de l'état des contraintes ; κ_s , variable d'écrouissage, qui dépend de la surface de charge statique f_s . 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). L'évolution de la

surface de charge statique est liée aux effets de l'érouissage classique, alors que la surface de charge dynamique dépend aussi de la vitesse de déformation viscoplastique (Figure 1.31).

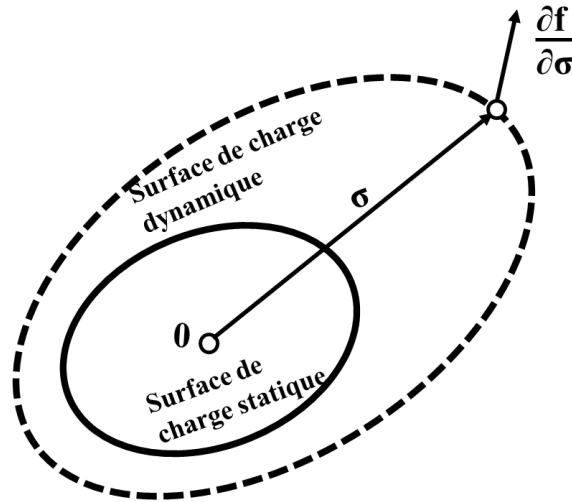


Figure 1.31. Les surfaces de charge statique et dynamique (Perzyna, 1966).

1.5.3.2 Les modèles à surface non stationnaire

La base de la théorie de surface d'écoulement non stationnaire (NSFS) a été introduite par, Naghdi et Murch (1963) et Olszak et Perzyna (1966), cité par (Madaschi, 2015 et Qiao, et al., 2016). La théorie de de NSFS a été formulée à partir des concepts de l'élastoplasticité non visqueuse par l'introduction d'une ou plusieurs variables dans la description de la surface de charge. La surface de charge dépend de l'état de contrainte σ , du niveau de déformation plastique et du paramètre β qui est une fonction dépendante du temps :

$$f = f(\sigma, \varepsilon^{vp}, \beta) = 0 \tag{1.15}$$

Le matériau est considéré comme entré en état viscoplastique uniquement si $f = 0$. De façon identique que les modèles à surchargement, la déformation est décomposée en une part élastique et une autre part viscoplastique : $d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^{vp}$ (Figure 1.32).

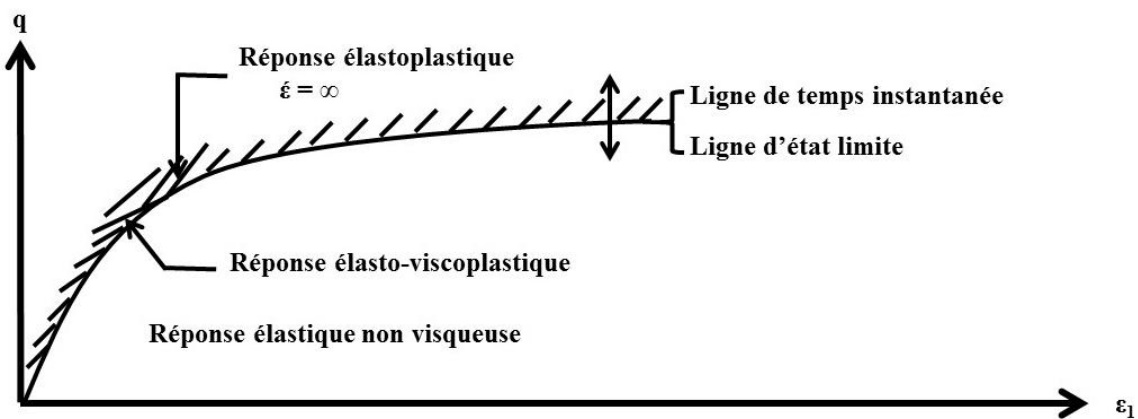


Figure 1.32. Fonctionnement du concept de NSFS (D'après Liingaard et al., 2004).

La déformation viscoplastique est déterminée par l'équation :

$$d\varepsilon^{vp} = \langle \Lambda \rangle \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (1.16)$$

avec Λ , le multiplicateur viscoplastique non négatif ; g , potentiel viscoplastique. Λ est déterminé à partir de la condition de consistance ($f^\circ = 0$) :

$$\Lambda = - \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma} \dot{\sigma} + \frac{\partial f}{\partial \beta} \dot{\beta}}{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon^{vp}} \frac{\partial g}{\partial \sigma}} = \Lambda_1 + \Lambda_2 \quad (1.17)$$

Où :

$$\Lambda_1 = - \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma} \dot{\sigma}}{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon^{vp}} \frac{\partial g}{\partial \sigma}} \quad (1.18)$$

$$\Lambda_2 = - \frac{\frac{\partial f}{\partial \beta} \dot{\beta}}{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon^{vp}} \frac{\partial g}{\partial \sigma}} \quad (1.19)$$

Le paramètre Λ_1 est similaire au multiplicateur λ défini dans les équations élasto-plastiques 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.

1.6 Modélisation des effets de température et de succion sur le comportement dépendant du temps

Dans cette partie, l'objectif est d'aborder les différents modèles existant qui décrivent le comportement dépendant du temps en limitant le propos au cas particulier du comportement élastoviscoplastique tenant en compte les effets de la température et de la succion. Pour ce faire, on s'intéresse, dans un premier lieu, à décrire quelques modèles proposés pour prendre en

compte les effets de la température. Ensuite, on étudie les modèles dédiés à la description du comportement dépendant du temps des géomatériaux non saturés (effets de la succion).

1.6.1 Effet de la température

De nombreux modèles de comportement thermo-hydrromécanique des sols saturés ont été développés. Par exemple les premiers auteurs (Hueckel et Borsetto (1990) ; Hueckel et Baldi (1990)) à proposer une extension du modèle Cam-Clay ou Cam-Clay modifié (Roscoe et Burland, 1968) aux effets de la température sur le comportement des sols saturés. L'hypothèse principale de ces modèles consiste à lier la diminution de la pression de préconsolidation (ou limite élastique), qui intervient comme paramètre d'écrouissage, avec l'augmentation de la température. La surface de charge définissant cette diminution est notée LY (Loading Yield).

Plusieurs auteurs ont adopté ce principe pour construire leurs modèles (Roscoe et Burland (1968), Hueckel et Baldi (1990), Hueckel et al. (1994), Picard, (1994), Graham et al. (2001)...). 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) et Laloui et al., (2008). D'autres modèles basés sur la surface de charge LY ont été proposés par Graham et al. (2001). Cui et al. (2000) ont établi un modèle de multi-mécanismes dont une partie est basée sur la surface de charge LY. Les auteurs ont ajouté une autre surface de charge TY (Temperature Yield) décrivant le comportement volumique plastique du sol lié au chauffage. Les influences du degré de surconsolidation OCR sur le comportement volumique du sol sont prises en compte par une autre surface notée HC (Heating Collapse). Il existe d'autres modèles intégrant l'effet de la température sur le comportement à long terme des sols. Citons par exemple les travaux de (Kuhn et Mitchell (1993) ; Boudali et al., (1994) ; Modaressi et Laloui (1997) ; Yashima et al. (1998) ; Graham et al. (2001) ; Kim et Leroueil (2001)). Dans la suite, le modèle de Laloui et al. (2008) sera présenté.

1.6.1.1 Modèle de Laloui et al. (2008)

Laloui et al., (2008) ont élaboré un modèle viscoplastique pour les sols qui inclut les effets de la température et de la vitesse de déformation sur le comportement du sol. Le modèle est basé sur deux concepts : l'unique contrainte-déformation effective-concept de la vitesse de déformation et l'évolution de la contrainte d'écoulement vertical avec la température. Selon le modèle, la déformation volumétrique totale peut être divisée en deux composantes, $d\varepsilon_v^e$

déformation volumétrique élastique et $d\varepsilon_v^{vp}$ déformation volumétrique viscoplastique, comme suit :

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^{vp} \quad (1.20)$$

La déformation élastique incrémentale est reliée à l'état de contrainte par la relation suivante :

$$d\varepsilon_v^e = \frac{p' - p'_0}{\kappa} = \frac{1}{\kappa} dp' \quad (1.21)$$

Avec p' , p'_0 respectivement la pression effective initiale et actuelle ; κ module de compressibilité isotherme qui dépend de la valeur de pression.

Dans les conditions isotropes, la surface de charge f peut être exprimée par :

$$f = p' - \sigma'_y \quad (1.22)$$

avec $\sigma'_y = \sigma'_{y0} \exp(\beta \varepsilon_v^p)$, pression de préconsolidation de référence ; β , compressibilité plastique, la pente de la partie plastique de la courbe $\varepsilon_v - \log \sigma'_y$.

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

$$\sigma'_y(T) = \sigma'_y(T_0) [1 - \gamma \log(T/T_0)] \quad (1.23)$$

avec $\sigma'_y(T_0)$ pression de préconsolidation déterminée à une température de référence T_0 ; γ paramètre lié à la nature du sol.

Au cours d'un essai de consolidation isotherme, l'évolution de la pression de préconsolidation σ'_y est liée à la déformation volumique plastique ε_v^p par :

$$\sigma'_y = \sigma'_y(T) \exp(\beta \varepsilon_v^p) \quad (1.24)$$

β , compressibilité plastique, la pente de la partie plastique de la courbe $\varepsilon_v - \log \sigma'_y$.

En combinant les trois dernières équations, Laloui et Cekerevac (2003) ont proposé l'expression de la surface de charge thermoplastique isotrope.

$$f = p' - \sigma'_y(T_0) \exp(\beta \varepsilon_v^p) [1 - \gamma \log(T/T_0)] \quad (1.25)$$

La forme de la surface de charge est montrée sur la Figure 1.33 avec différentes valeurs du paramètre γ .

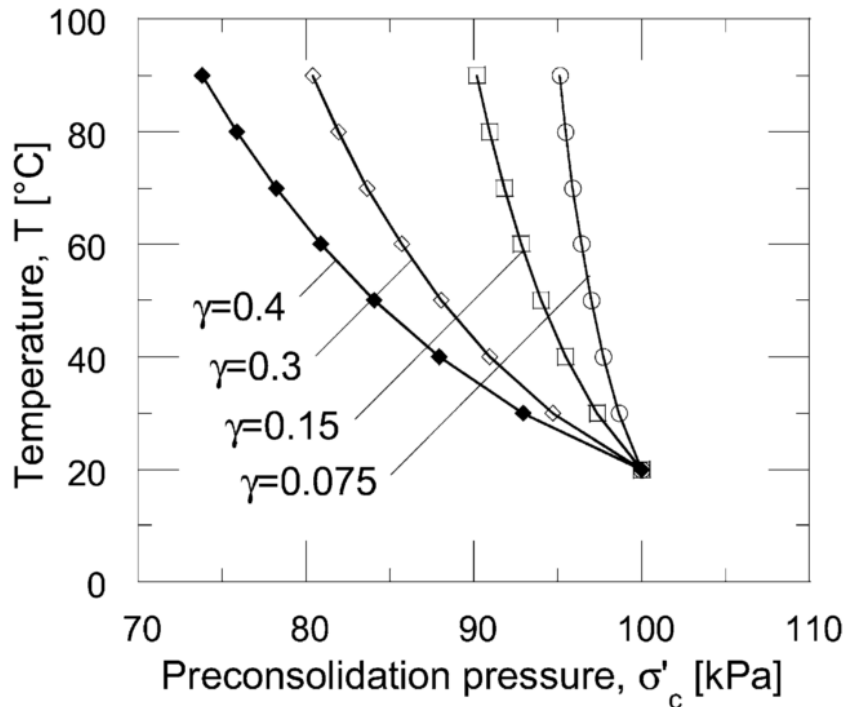


Figure 1.33. Forme de la surface de charge LY à différentes valeurs de γ (Laloui et Cekerevac (2003)).

Par ailleurs, en 2008, Laloui et ses collaborateurs ont proposé une extension de l'équation (1.24), afin de prendre en compte à la fois les effets de la température et de la vitesse de déformation, en rajoutant deux nouvelles composantes à l'équation (1.24). C_A (paramètre lié au type du matériau équivalent au rapport C_{ae}/C_c proposé par Mesri et ses collègues (1977, 1995)) et le rapport entre $\dot{\epsilon}_v^{vp}$ la vitesse de déformation volumétrique viscoplastique et $\dot{\epsilon}_v^{vp0}$ la vitesse de déformation volumétrique viscoplastique (Laloui et al. (2008)). Ainsi, avec la considération de la dépendance de la surface de charge verticale f à $d\epsilon_v^{vp}$, $\dot{\epsilon}_v^{vp}$ et à la température T , la nouvelle expression de la surface de charge f s'écrit comme suit :

$$f = p' - \sigma'_{y0} \exp(\beta \epsilon_v^{vp}) \left(\frac{\dot{\epsilon}_v^{vp}}{\dot{\epsilon}_v^{vp0}} \right)^{C_A} [1 - \gamma \log(T / T_0)] \quad (1.26)$$

Dans le but de la validation, les résultats obtenus le modèle constitutif sont comparés aux résultats expérimentaux réalisée par Boudali et al. (1994). Les chemins de consolidation prévus à différentes vitesses de déformation et les températures utilisant le modèle proposé montrent un bon accord avec les chemins de consolidation expérimentaux, comme le montre la Figure 1.34.

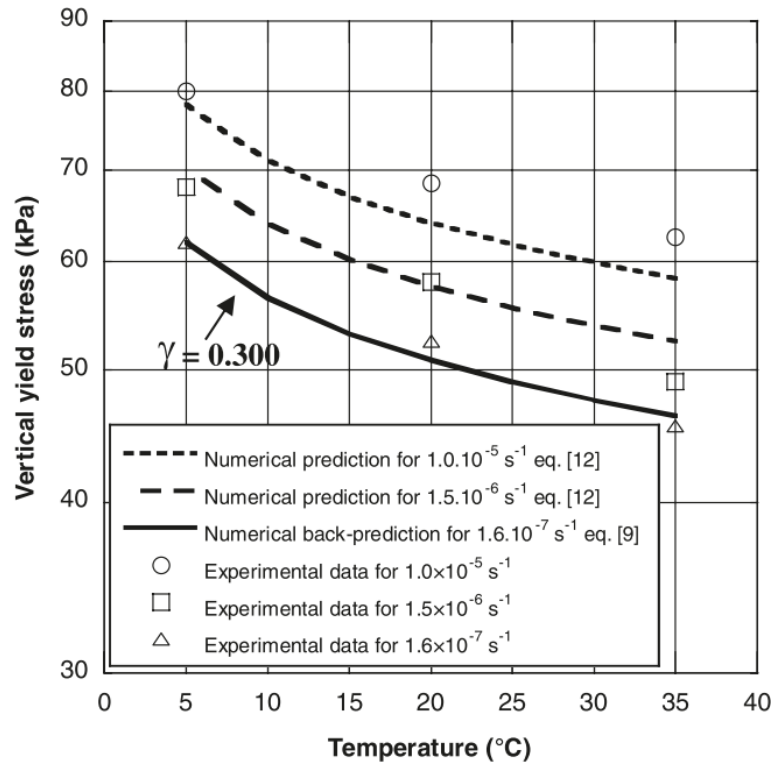


Figure 1.34. Prédiction de l'évolution de la surface de charge avec la température et la vitesse de déformation pour l'argile de Berthierville (données expérimentales de Boudali et al., 1994) (Laloui et al., (2008).

1.6.2 Effet de la succion

Bien que de nombreux travaux aient été réalisés pour décrire le comportement dépendant du temps de géomatériaux saturés, quelques modèles seulement se sont attachés au cas de matériaux non saturés. Toutefois, il n'existe pas ou peu de modèles capables de rendre compte des effets couplés de fluage et de l'état hydrique (suction).

De Gennaro et Pereira (2008) ont proposé un modèle développé et validé pour des craies, appelé RASTRA et qui rend compte des effets du temps au moyen d'une loi d'écrouissage dépendant de la vitesse de déformation. Ce modèle est considéré comme une extension du modèle de Barcelone pour les sols non-saturés (BBM) développé par Alonso et al. (1990).

1.6.2.1 Modèle élastoviscoplastique RASTRA

De Gennaro et Pereira (2008) ont développé un modèle qui permet de décrire le comportement visco-hydromécanique de la craie à l'état non saturé. Ce modèle dit RASTRA (RAte of STRAin) prend en compte l'effet du temps au moyen de l'effet de la vitesse de déformation en se basant sur la théorie d'Isotach proposée par Šuklje (1957) (Figure 1.35). Le modèle RASTRA peut être considéré comme une extension du modèle de Barcelone pour les sols non-saturés (BBM), ce modèle étant lui-même une extension du modèle Cam-Clay modifié (MCC). Dans ce cadre, la limite élastique à l'état saturé p_0^* (i.e. celle qui est définie dans le modèle MCC) est donc donnée par l'expression suivante :

$$p_0^*(\varepsilon_v^p, \dot{\varepsilon}_v) = p_0^{ref} \left(\frac{\dot{\varepsilon}_v}{\dot{\varepsilon}_v^{ref}} \right)^{\alpha(s)} \exp\left(\frac{v}{\lambda - \kappa} \varepsilon_v^p \right) \quad (1.27)$$

avec p_0^{ref} , pression de référence correspondant à la vitesse de déformation de référence ; $\dot{\varepsilon}_v^{ref}$, vitesse de déformation de référence ; $\alpha(s)$, paramètre regroupant le couplage succion-fluage.

Il s'agit de la définition de la loi d'érouissage, porté par la déformation volumique plastique, mis à part le fait que la limite élastique de référence (état vierge de toute déformation plastique) dépend maintenant de la vitesse de chargement (voir les deux coefficients précédant l'exponentielle dans le terme de droite de l'équation 1.27).

Il est à noter que cette limite élastique évolue comme la puissance de la vitesse de déformation (voir Figure 1.36a). Ce choix se fonde sur des observations expérimentales sur de nombreux matériaux est étendue ici au cas des sols non-saturés. Les données disponibles pour les sols partiellement saturés sont peu nombreuses (Pereira, 2014).

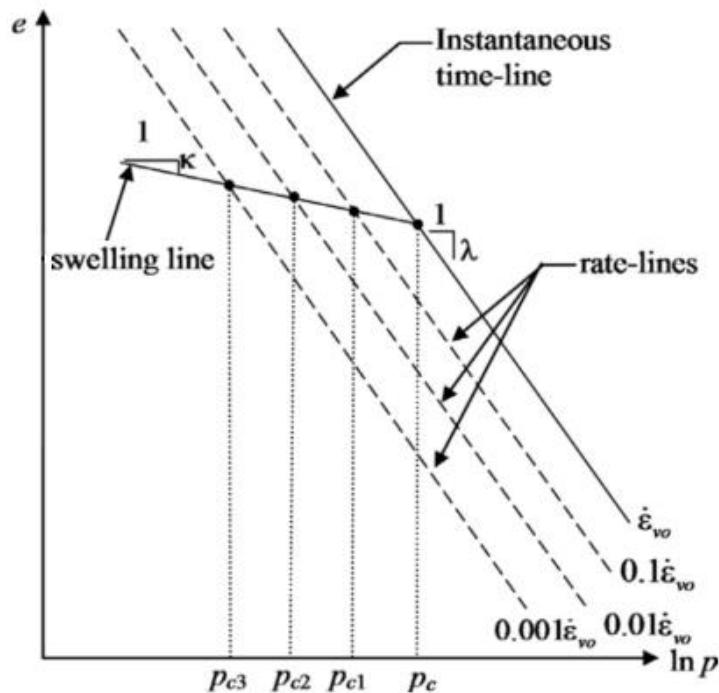


Figure 1.35. Réponse isotache idéale d'un sol sensible aux effets du temps (D'après Hickman, R. J., et Gutierrez, 2007).

Dans ce contexte, une relation linéaire entre le coefficient α et la succion est considérée :

$$\alpha(s) = \alpha_{sat} + bs \quad (1.28)$$

avec α_{sat} , pente de la droite de limite élastique en fonction de la vitesse de déformation à l'état saturé et b est un paramètre.

Cette hypothèse semble toutefois réaliste dans le cas des craies étudiées dans Priol (2005) et Priol et al. (2007) et les enrochements Oldecop et Alonso (2003, 2007) au moins dans des domaines de succions courants. Il est à noter toutefois que cette relation ne peut être étendue pour des succions très élevées ; une valeur plancher pour α doit donc être envisagée dans ce modèle (Figure 1.36) (Pereira, 2014).

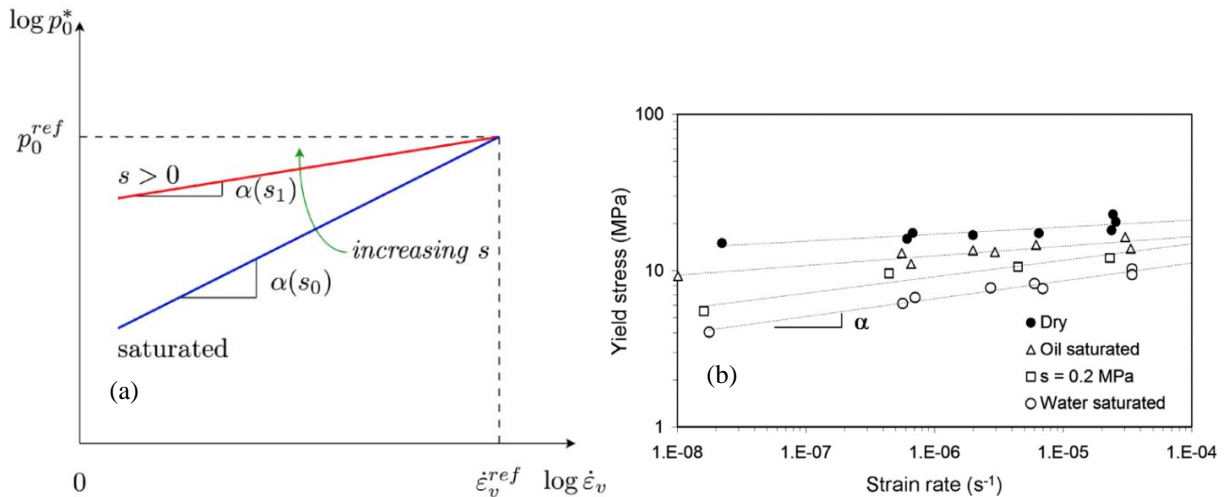


Figure 1.36. Comportement dépendant du temps de la craie de Lixhe : (a) Représentation schématique de l'évolution de la contrainte de préconsolidation avec la vitesse de déformation et la succion (Pereira et De Gennaro, 2010) ; (b) Variation de la pression de préconsolidation avec la vitesse de déformation appliquée pendant les essais CRS (Résultats de travaux de Priol et al., 2007).

Quant à la détermination des paramètres, il est préférable de déterminer la pression de préconsolidation apparente (limite élastique) pour une vitesse de déformation de référence puis le paramètre α qui donne l'évolution de cette contrainte avec la vitesse de déformation. Ce paramètre doit être déterminé à l'état saturé et à plusieurs valeurs de succion pour caler la relation linéaire entre le paramètre α et la succion s . Fait intéressant à noter que le paramètre α est strictement égal au rapport C_{ae}/C_c .

Enfin, grâce à ce couplage visco-hydomécanique, le modèle RASTRA permet de tenir compte de l'effet de succion au moyen du paramètre $\alpha(s)$ et l'effet du temps par la présence de la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_v$ définie dans l'équation (1.27).

1.7 Conclusion et perspectives

1.7.1 Résumé : synthèse bibliographique

Une synthèse bibliographique a été réalisée sur les phénomènes de consolidation et, plus précisément, du comportement dépendant du temps (fluage) des sols argileux. Des rappels sur quelques principes et définitions de base de géotechnique ont été abordés. Aussi, on a rappelé

les différentes méthodes de détermination et de définition du paramètre C_{ae} (coefficient de fluage) caractérisant la compression secondaire des sols argileux. Puis, une description détaillée a été introduite quant aux mécanismes responsables du comportement visqueux. Ensuite, on a présenté aussi les différentes hypothèses et approches formulées pour expliquer et évaluer les déformations dues au fluage des sols. D'une part, on a défini les hypothèses A et B afin de mieux distinguer la différence entre les déformations engendrées pendant la consolidation primaire et secondaire (fluage) ainsi que la possibilité d'extrapoler et estimer les déformations in situ et celles obtenues au laboratoire. D'autre part, les différentes théories et approches proposées par les différents chercheurs (la théorie d'isotaches de Taylor (1942) et de Šuklje (1957) ainsi que la notion du temps équivalent de Bjerrum (1967)) pour décrire le phénomène de fluage ont été présentées. Des relations entre les paramètres de la consolidation primaire et secondaire sont également exposées ; Le concept de C_{ae}/C_c établi par Mesri et Godlewski (1977) ainsi que le rapport $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$ proposé par Leroueil et al. (1985).

Dans le cadre de cet état de l'art, on a étudié les principaux facteurs qui influencent le comportement visqueux. Dans ce mémoire, on s'est intéressé particulièrement à trois facteurs : (1) la contrainte effective ; (2) la température et (3) la succion (état hydrique). Des résultats expérimentaux dans la bibliographie ont indiqué que le coefficient de fluage, noté C_{ae} , dépend de ces trois facteurs. La majorité des travaux effectués ont montré que C_{ae} augmente linéairement avec l'augmentation de la contrainte verticale appliquée, à l'exception de quelques auteurs (Thompson et Palmer, 1951 ; Walker et Raymond, 1968 ; Mesri et Godlewski, 1977 ; Olson, 1989 ; Anagnostopoulos et Grammatikopoulos, 2009) qui ont observé que ce paramètre augmente jusqu'à une contrainte critique (pression de préconsolidation), atteint son maximum peu après cette contrainte critique et diminue pour des contraintes supérieures à cette dernière. La température s'avère être un facteur important pour le fluage. Dans la majorité des cas, le coefficient de fluage augmente avec l'augmentation de la température et que la vitesse de déformation augmente à haute température. Cependant, Zhang et al. (2007) ont trouvé que la vitesse de fluage s'est accélérée avec une augmentation de température jusqu'à 50°C pour ensuite diminuer à des températures supérieures à 50°C.

Quant à l'effet de la succion, le très peu d'études réalisées pour étudier le comportement dépendant du temps des géomatériaux (enrochements, craies, argiles et bentonite) sous l'effet des variations hydriques (d'humidité) ont montré que le taux du fluage est fortement dépendant de la succion imposée. Il a été constaté que le coefficient du fluage augmente lorsque la succion diminue et le matériau s'approche de son état de saturation.

Concernant la partie modélisation, l'objectif était d'exposer les différents modèles existant qui décrivent le comportement thermo-hydrromécanique dépendant du temps des sols argileux ainsi qu'en limitant le propos au cas particulier du comportement élastoviscoplastique tenant en compte les effets de la température et de la succion (état hydrique) afin de pouvoir mieux cerner les paramètres à étudier par des essais de laboratoire. Tout d'abord, on a présenté les modèles qui prennent en considération l'effet du temps, à savoir les modèles empiriques, rhéologiques, visco-élasto-plastiques et les modèles élasto-viscoplastiques. Une attention particulière a été accordée aux modèles élasto-viscoplastiques qui peuvent être classés en deux catégories : les modèles de type surchargement «overstress» où la déformation viscoplastique dépend de la distance de l'état de contrainte actuel à la surface de charge, et les modèles à surface non stationnaire «NSFS» où la surface de charge évolue en fonction de la déformation viscoplastique. Ensuite, on s'est intéressé à décrire quelques modèles proposés pour prendre en compte les effets de la température. Dans cette catégorie, 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^s -T (Hueckel et Baldi, 1990 ; Hueckel et Pellegrini, 1991 ; Picard, 1994 ; Laloui et Cekerevac, 2003 et Laloui et al., 2008). 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 OCR 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 ont été réalisés par (Kuhn et Mitchell (1993) ; Boudali et al., (1994) ; Modaressi et Laloui (1997) ; Yashima et al. (1998) ; Graham et al. (2001) ; Kim et Leroueil (2001)). Le modèle de Laloui et al., (2008), basé sur le modèle de Laloui et Cekerevac (2003), a été brièvement présenté. Enfin, le modèle RASTRA (RAte of STRAin) pour des craies par De Gennaro et Pereira (2008) qui est capable de rendre compte des effets couplés du fluage et de l'état hydrique (succion) est présenté. En effet, ce modèle considéré comme une extension du modèle de Barcelone pour les sols non-saturés (BBM), tient compte des effets du temps au moyen d'une loi d'érouissage dépendant du taux de chargement et se base aussi sur la théorie d'isotaches de Šuklje.

1.7.2 Stratégie de travail mise en œuvre

L'étude bibliographique a permis de présenter les travaux existants qui ont étudié les effets du chargement mécanique, la température et de la succion sur le comportement à long terme des géomatériaux. Toutefois, il est primordial de signaler que la plupart de ces travaux est axée

principalement sur les argiles naturelles, parfois légèrement cimentées. En revanche, pour les sols compactés, rares sont les études réalisées sur les effets de la température et de la succion sur le fluage. En effet, la structure des sols argileux compactés est différente de celle des argiles naturelles ce qui peut conduire à un comportement différent avec les facteurs externes. L'objectif de ce travail est donc de s'intéresser principalement à étudier expérimentalement le comportement au fluage d'une argile compactée soumise à des sollicitations complexes en contrainte, température et succion.

Dans ce cadre, les travaux de cette thèse se sont articulés autour de trois aspects principaux : (1) l'effet de la contrainte verticale effective, (2) l'effet de la température et (3) l'effet de la succion.

(1) Concernant *l'effet de la contrainte effective sur le fluage*, les idées directrices de cet aspect consistent à :

- développer et adapter les dispositifs expérimentaux nécessaires pour une bonne caractérisation du fluage au laboratoire,
- valider les dispositifs développés, les protocoles et les programmes expérimentaux.
- illustrer l'effet de la contrainte effective sur le fluage d'une argile compactée saturée à température ambiante dans un large intervalle de contraintes (10-3600 kPa).

Le comportement à long terme a été étudié au moyen d'essais œdométriques de fluage par paliers et à vitesse de déformation.

(2) Concernant *l'effet de la température sur le fluage*, les idées directrices de cet aspect consistent à :

- caractériser le comportement thermomécanique à long terme en effectuant des essais de fluage à température constante en conditions drainées,
- mettre en évidence les effets de la température sur la compressibilité et en particulier sur le fluage,
- analyser les résultats dans le cadre de l'approche développée par Mesri et Godlewski (1977) ; étudier la dépendance du rapport C_{ae}/C_c à la température.

La mise en œuvre de cet aspect de la recherche s'appuie sur le développement d'un nouveau dispositif permettant le contrôle de la température entre 5 et 70°C. Le comportement thermomécanique a été analysé dans le cadre du modèle Cam-Clay modifié.

(3) Concernant *l'effet de la succion sur le fluage*, les idées directrices de cet aspect consistent à :

- clarifier l'effet de la succion sur le fluage d'une argile compactée à température ambiante en réalisant des essais œdométriques de fluage avec chargement par paliers,

- étudier l'effet de la succion sur la relation vitesse de déformation-limite élastique, et par conséquent évaluer la dépendance du paramètre de fluage α ($\alpha = C_{ae}/C_c = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$) à la succion.

Deux types d'œdomètre à succion contrôlée par les méthodes osmotique et solutions salines ont été employés dans une gamme de succion comprise entre 0 et 20,8 MPa, et à une température constante de 20°C. Les études des couplages hydromécaniques, basées sur les concepts de sols non saturés ont été présentées.

La température et la succion des sols sont deux facteurs environnementaux susceptibles de significatives fluctuations. Ces deux facteurs ont un impact non négligeable sur les propriétés hydromécaniques de ces milieux. Ce travail vise à l'étude de l'impact de la température et de la succion sur la compressibilité et, notamment le fluage des argiles téguilines remaniées et compactées. Cette étude a été réalisée sur un sol argileux prélevé dans l'Est de la France par l'ANDRA. Pour ce matériau, la caractérisation de base comprend une analyse minéralogique, la détermination de la répartition granulométrique, la détermination des limites d'Atterberg et de la courbe de compactage (Proctor normal). La méthode de préparation des éprouvettes est également décrite. En cohérence avec la problématique de l'étude, les différentes méthodes et techniques d'imposition et de mesure de la succion sont ensuite exposées. La succion initiale, la composante osmotique, la courbe de rétention et la pression de gonflement sont également présentées. La réalisation de cette étude a nécessité le développement et l'adaptation de différents dispositifs expérimentaux. Les trois types de dispositifs œdométriques mis en place sont décrits. Il s'agit des œdomètres à température contrôlée, des œdomètres osmotiques et des œdomètres à solutions salines. Enfin, sont présentés les premiers résultats de validation de l'utilisation des dispositifs, procédures et protocoles expérimentaux.

2.1 Matériau étudié et préparation des éprouvettes

2.1.1 Préparation du matériau

Une campagne de cinq sondages a été réalisée par l'ANDRA en août et septembre 2013 dans la région de Brienne le Château. Cette étude a été conduite sur un seul lot de matériau constitué à partir d'une partie des prélèvements issus de ces sondages (Tableau 2.1).

Tableau 2.1. Référence des sondages réalisés par l'ANDRA (Cuisinier et Masrouri, 2015).

Référence du sondage	AUB111	AUB121	AUB131	AUB141	AUB151

Les différents échantillons reçus ont été préparés de manière à obtenir un lot homogène. Pour cela, les tronçons de carottes issus d'un prélèvement ont été homogénéisés par malaxage mécanique à l'aide d'un malaxeur à couteaux (Figure 2.1). Le malaxage a été effectué à la teneur en eau initiale des carottes en plusieurs étapes. Le malaxage a été arrêté lorsque la mouture n'évoluait plus visuellement. Après cette phase de malaxage, le lot a été quarté de manière à obtenir un lot homogène. Après ces opérations de préparation, le lot a été stocké dans un bidon hermétique jusqu'à utilisation pour la réalisation des essais. Tous les essais présentés dans la suite du mémoire ont été réalisés sur le lot homogénéisé.



Figure 2.1. Malaxeur à couteaux utilisé pour homogénéiser le mélange.

2.1.2 Minéralogie

L'analyse par diffractométrie X a permis de déterminer la composition minéralogique du matériau étudié, récapitulée dans le Tableau 2.2. Les principaux minéraux en présence sont le quartz, la calcite et les minéraux argileux, associés à de petites quantités de feldspath (Tableau 2.2). Le cortège des minéraux argileux se compose principalement d'illite, de kaolinite et d'un

interstratifié illite/smectite, associées à de petites quantités de chlorite (Lerouge et al., 2018). La structure cristalline de la phase gonflante est un interstratifié de type illite/smectite riche en smectite (Tableau 2.2).

Tableau 2.2. Minéralogie du matériau étudié.

Composantes	%		Minéraux argileux	%
Minéraux argileux	35,9	→	Kaolinite	38,4
Quartz	46,3		Illite	26,5
Calcite	9,9		Illite/smectite	26,2
Feldspath	4,3		Chlorite	8,9
Plagioclase	3,0			
Gypse	0,6			

2.1.3 Granulométrie et limites d'Atterberg

La distribution de la taille des particules a été déterminée à l'aide d'un granulomètre laser Mastersizer 2000©. Le sol est constitué d'environ 72% de particules de limon (inférieures à 0,02 mm) et les particules restantes (25,5%) sont inférieures à 80 µm (Figure 2.2).

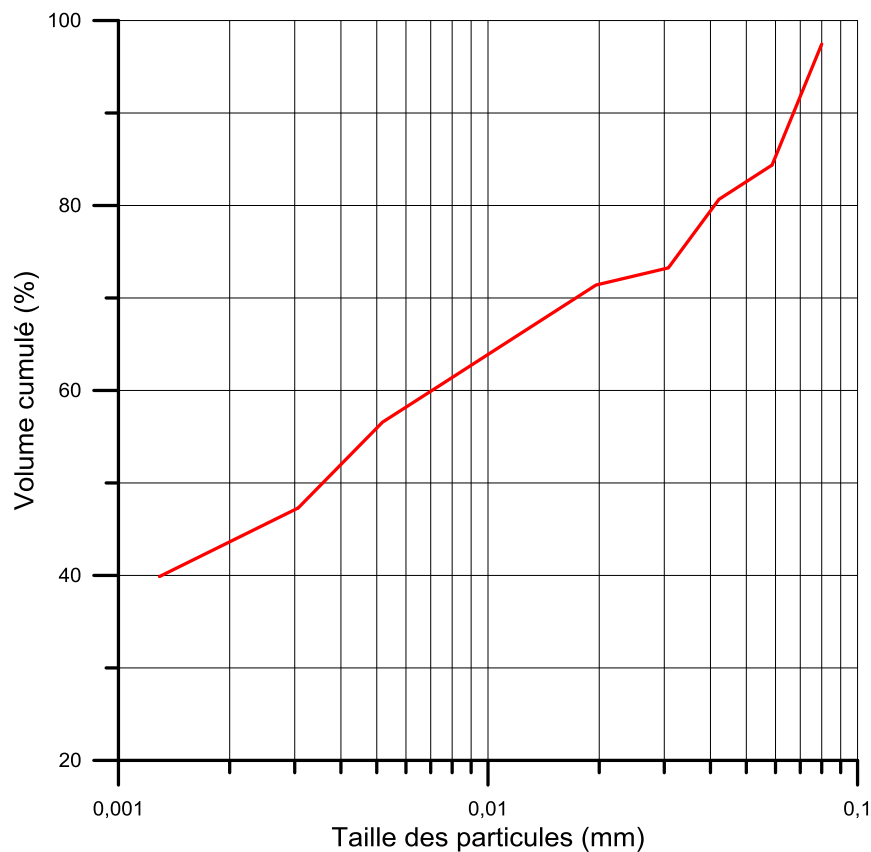


Figure 2.2. Distribution de la taille des particules.

Les limites d'Atterberg du matériau ont été déterminées en suivant les recommandations de la norme NF P94-051 (AFNOR, 1993). Les limites d'Atterberg ainsi que la VBS sont présentées dans le Tableau 2.3.

Limite de liquidité (w_L)	43,5%
Limite de plasticité (w_P)	19,7%
Indice de plasticité (I_p)	23,8%
Valeur de bleu (g/100g)	3,36
Densité des grains solides (G_s)	2,65

À partir de la courbe granulométrique, des limites d'Atterberg et de la VBS le sol est classé comme étant A2 selon la classification de la norme française (GTR, 2000).

2.1.4 Courbes de compactage

Les références de compactage ont été déterminées selon la norme NF P94-093 (AFNOR, 1999). Afin de porter le matériau à une teneur en eau, un malaxeur mécanique a été utilisé pour homogénéiser le mélange. La teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale sont respectivement de 16,5% et de 1,74 Mg/m³ (Figure 2.3).

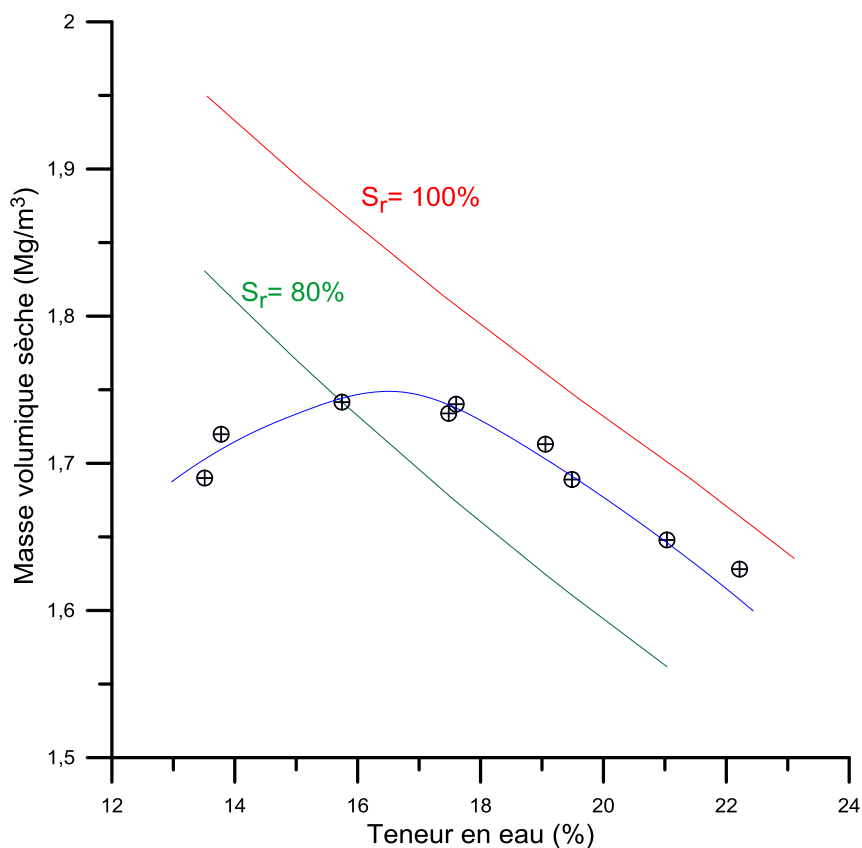


Figure 2.3. Courbe de compactage du matériau fait selon le protocole spécifique.

2.1.5 Préparation des éprouvettes

La préparation de toutes les éprouvettes utilisées par la suite dans les essais hydromécaniques a été réalisée en respectant toujours la même procédure de manière à assurer la répétabilité entre les éprouvettes produites. Cette procédure comprend les étapes suivantes :

- 1- passage du matériau à l'étuve ($T = 65^{\circ}\text{C}$) ;
- 2- broyage du matériau puis tamisage ($< 400 \mu\text{m}$) ;
- 3- humidification et mélange de la poudre sèche du sol avec de l'eau déminéralisée à la teneur en eau optimale (16,5%). Le matériau étant malaxé vigoureusement de manière à obtenir un mélange homogène tout en évitant la formation de mottes ;
- 4- conservation du mélange pendant 2 jours dans des sacs hermétiques placés dans une salle climatisée à 20°C pour atteindre une bonne homogénéisation la teneur en eau au sein du matériau ;
- 5- passage au tamis de 2,5 mm pour retirer les agrégats les plus massifs formés lors du malaxage du mélange humide ;
- 6- compactage statique directement dans les anneaux des cellules œdométriques choisies jusqu'à la masse volumique sèche maximale ($1,74 \text{ Mg/m}^3$), les différentes pièces métalliques étant graissées au préalable. Le compactage statique a été retenu car il permet d'obtenir des éprouvettes plus homogènes et une meilleure reproductibilité qu'avec le compactage dynamique (Tabani, 1999).

2.2 Caractérisation des propriétés hydriques, de rétention et de gonflement

Dans cette section, les propriétés hydriques de rétention et de gonflement du matériau étudié sont présentées. Les techniques d'imposition et de mesure de succion sont d'abord introduites. Ensuite, la succion totale initiale, la composante osmotique et la courbe de rétention d'eau du sol étudié sont données. Enfin, la pression de gonflement sera présentée.

2.2.1 Techniques de contrôle et de mesure de succion

Les diverses techniques de mesure de la succion sont détaillées dans plusieurs articles (e.g. Delage et Cui (2000) ; Cuisinier et Masrouri (2005) ; Stoltz et al. (2012)). On ne présente ici que les principes des méthodes de mesure et de contrôle de succion. Dans ce travail, la méthode osmotique a été employée dans la gamme des succions inférieures à 8,5 MPa et les solutions salines ont été utilisées pour l'imposition de succions supérieures à 8,5 MPa.

2.2.1.1 Méthode osmotique

La technique osmotique est basée sur l'utilisation d'une membrane semi-perméable et d'une solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) de grande taille ayant une masse molaire considérable, de 1000 à 20000 da (1 Dalton, Da = 1,6605 10⁻²⁴ g). Le principe de cette méthode est de mettre en contact une éprouvette de sol et une solution de molécules organiques de PEG en insérant entre les deux une membrane semi-perméable (Zur, 1966). Celle-ci empêche le passage des macromolécules de la solution vers l'éprouvette mais elle permet les échanges d'eau. Les mouvements d'eau, et donc la succion, sont contrôlés par le phénomène d'osmose : plus la concentration en macromolécules est élevée, plus la succion imposée est forte. La relation entre la concentration en macromolécules et la succion a été caractérisée par différents auteurs (Williams et Shaykewich, 1969 ; Delage et al., 1998 ; Cuisinier et Masrouri, 2004). Cui (1993) a montré que cette relation d'étalonnage était ajustée par une relation parabolique empirique, de la forme :

$$s = 11c^2 \quad (2.1)$$

où s est la succion (MPa) et c est la concentration de PEG exprimée en g de PEG par g d'eau.

La vérification de concentration de solution PEG est réalisée par un refractomètre qui indique le degré de Brix, exprimé en pourcentage :

$$c = \frac{\frac{Brix}{90}}{1 - \frac{Brix}{90}} \quad (2.2)$$

2.2.1.2 Solutions salines

Une solution saline a la propriété de maintenir l'humidité relative constante dans une enceinte confinée. L'humidité relative dépend du sel utilisé, ainsi que de sa concentration. Le principe de la méthode est de disposer, à l'intérieur d'une enceinte close, un échantillon de sol et une solution saline. L'humidité relative Hr est reliée à la succion s , par La loi de Kelvin :

$$s = -\gamma_w \frac{RT}{Mg} \ln(Hr) \quad (2.3)$$

où γ_w le poids volumique de l'eau (9,81 kNm⁻³), g l'accélération de la pesanteur, M la masse molaire de l'eau (18·10⁻³ kg mol⁻¹), R la constante des gaz parfaits (8,31 J mol⁻¹ K⁻¹) et T la température absolue (K).

Il est possible d'utiliser des solutions salines saturées, ce qui nécessite la connaissance de la solubilité du sel et de l'humidité relative imposée par ce sel à saturation, ou bien des solutions salines non saturées, pour lesquelles il est nécessaire de disposer de la relation entre concentration et humidité relative pour le sel. Dans cette étude, la méthode des solutions salines saturées a été retenue. De plus amples détails sur la technique sont disponibles par exemple dans (Cuisinier & Masrouri, 2005). Les succions imposées varient de 8,5 MPa à 300 MPa. Il faut noter que cette méthode est influencée par un certain nombre des paramètres tels que le type de solution, la pression et la température. Afin de limiter l'influence de la température, les sels non toxiques et peu sensibles à la température ont été sélectionnés.

2.2.2 Succion initiale

La succion totale initiale des éprouvettes a été mesurée à l'aide d'un potentiomètre (Dewpoint PotentiaMeter WP4C®) (Figure 2.4). Il permet de mesurer l'humidité relative à proximité du sol non saturé par mesure de la température du point de rosée de l'atmosphère considérée. Une pastille cylindrique de 35 mm de diamètres et 8 mm d'épaisseur, préparée par compactage statique à l'optimum Proctor ($\rho_d = 1,74 \text{ Mg/m}^3$, $w = 16,5\%$), est placée à l'intérieur du potentiomètre. La succion totale initiale du matériau est d'environ $0,780 \pm 0,05 \text{ MPa}$. La composante osmotique de la succion peut être estimée par l'équation de Van't Hoff (Rao et Shivananda, 2005 ; Yigzaw et al., 2016) :

$$\pi = RT \sum_i C_i \quad (2.4)$$

où π est la pression osmotique (kPa) de la solution interstitielle, R est la constante universelle des gaz ($8,314 \text{ kPa} \cdot \text{L} \cdot \text{mol}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$), T est la température absolue (K°), C est la concentration molaire des substances chimiques présentes dans la solution de pores (mol / L). La concentration en sel de l'eau interstitielle utilisée est basée sur les compositions d'eau interstitielle et les concentrations rapportées par Lerouge et al. (2018) pour l'argile Tégulines (Tableau 2.4). La concentration en sel de l'eau interstitielle est estimée à environ 0,119 M. La composante osmotique peut être estimée à environ 300 kPa en utilisant l'équation (Eq. 2.1).

Tableau 2.4. Concentration en sels de l'eau interstitielle (d'après Lerouge et al., 2018).

Sel	Na	K	Mg	Ca	Cl	SO4
Concentration (mmol/L)	16	1,51	26,67	15	22,22	37,07



Figure 2.4. Mesure de la succion avec le potentiomètre.

2.2.3 Courbe de rétention d'eau du sol

La courbe de rétention d'eau joue un rôle fondamental dans la compréhension du comportement hydromécanique des sols non saturés. La courbe de rétention du sol testé a été déterminée pour un intervalle de succion allant de 0 à 300 MPa. Les éprouvettes ont été préparées à l'optimum de compactage ($\rho_d = 1,74 \text{ Mg/m}^3$, $w = 16,5\%$), avec une hauteur initiale de 10 mm et un diamètre de 34 mm. Deux éprouvettes par succion appliquées ont été préparées et suivies. La succion de ces éprouvettes a été contrôlée en utilisant deux méthodes différentes, les solutions salines et la méthode osmotique (cf. section 2.2.1). Les éprouvettes ont été placées dans une membrane semi-perméable (méthode osmotique) ou dans des dessiccateurs (méthode par humidité relative), jusqu'à stabilisation de leur masse totale (Figure 2.5). La durée d'imposition de la succion était de l'ordre de trois semaines. La teneur en eau et le volume de l'éprouvette ont été mesurés. Enfin, la succion a été contrôlée à l'aide du potentiomètre WP4C pour détecter d'éventuels problèmes avec l'imposition de succion.

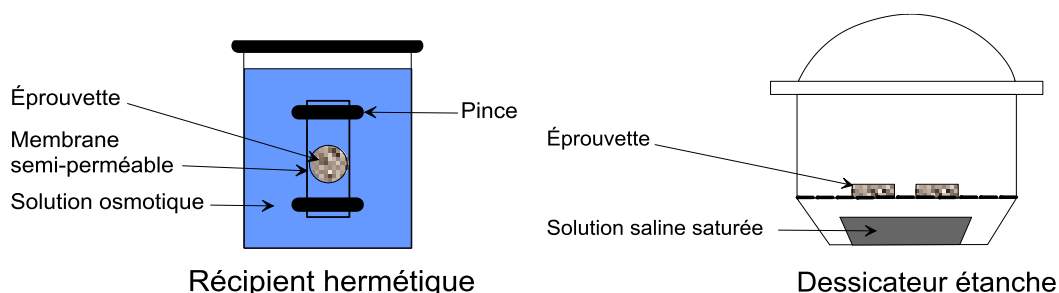


Figure 2.5. Imposition de la succion pour la détermination de la courbe de rétention.

Tous les résultats sont représentés dans la Figure 2.6 dans cinq plans : Pour faciliter la représentation (échelle logarithmique), les données obtenues pour une succion nulle sont rapportées avec une succion de 0,01 MPa. Au vu des graphiques de la Figure 2.6, les succions appliquées supérieures à la succion initiale (780 kPa) correspondent à imposer un chemin de séchage aux éprouvettes, et un chemin d'humidification pour les succions inférieures à cette

valeur. Comme montré sur la Figure 2.6b, les déformations volumiques, exprimées en termes d'indice des vides, varient significativement avec la succion. Une augmentation de l'indice de vide (gonflement) d'environ 10% a été observée lorsque la succion diminue de 0,780 MPa, succion initiale, à 0 MPa, et une diminution de l'indice de vide (retrait) d'environ 5.9% a été observée lorsque la succion augmente de 0,780 MPa à 150 MPa. La limite de retrait w_R du matériau compacté peut être estimée à environ 12% (Figure 2.6a), ce qui correspond à une succion de retrait s_R de 7,5 MPa (Figure 2.6b). Les résultats montrent aussi que l'hystérésis pourrait être supposé négligeable dans la gamme de succion étudiée. Ce comportement est assez fréquent dans les sols très compactés de fortes densités (Delage et al., 1998 ; Nowamooz et Masrouri, 2010).

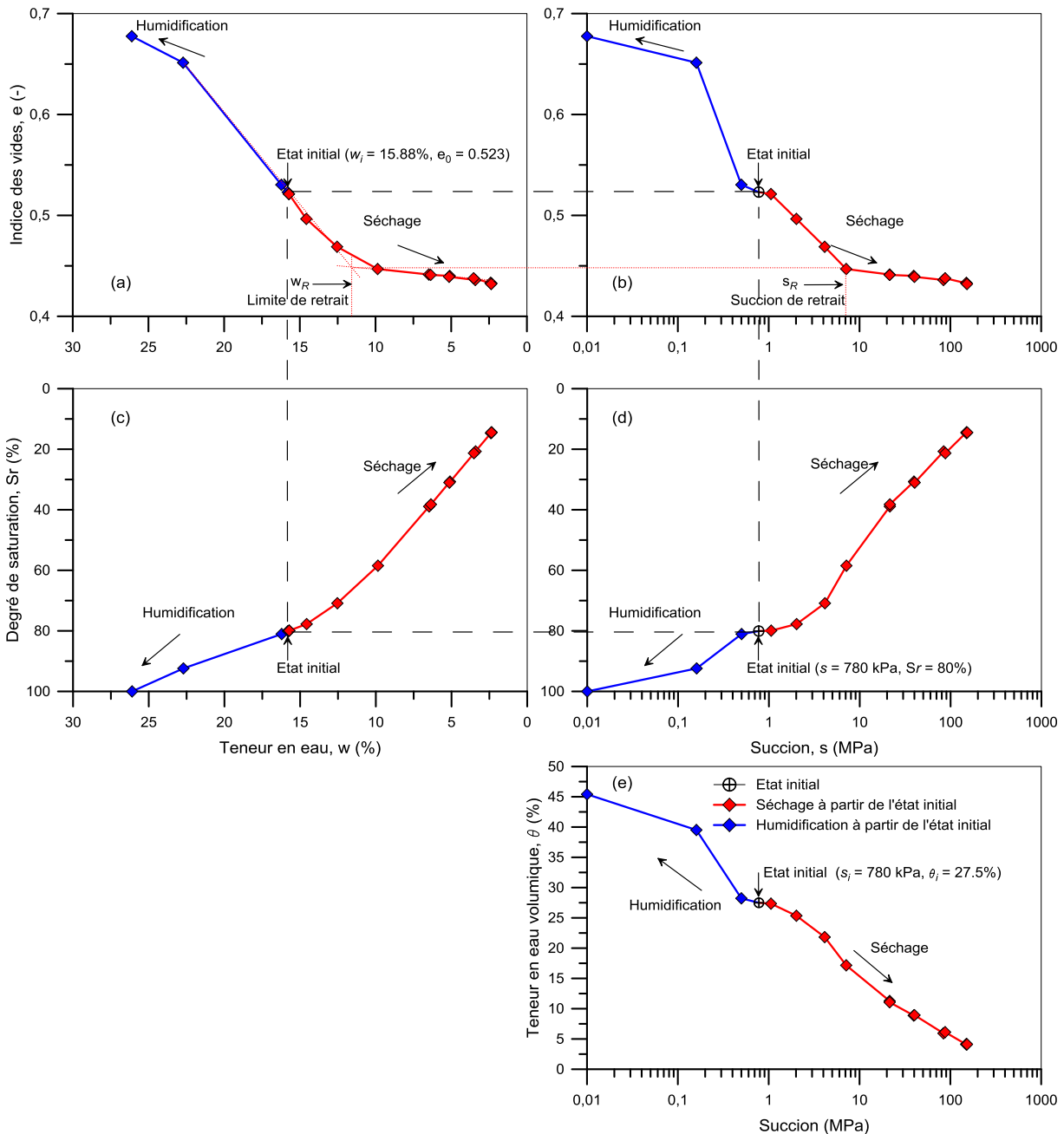


Figure 2.6. Courbe de rétention d'eau du sol.

2.2.4 Pression de gonflement

La pression de gonflement (P_g) du mélange compacté a été déterminée par la méthode à volume constant (ASTM D 4546-90, 1990). Le principe de cette méthode est d'humidifier une éprouvette tout en maintenant son volume constant. La pression nécessaire pour maintenir le volume constant est la pression de gonflement.

Deux éprouvettes ont été préparées directement dans une cellule spécialement conçue pour ce type d'essai. Elle permet d'enregistrer la variation de la pression exercée par le matériau lors de son humidification. La variation de la pression de gonflement en fonction du temps écoulé

depuis l'humidification est donnée sur la Figure 2.7 et les caractéristiques des deux éprouvettes testées sont regroupées dans le Figure 2.7. Les résultats de ces essais montrent que la pression de gonflement passe par un maximum, environ 67 kPa (SP_test1) et 71 (SP_test1), avant de décroître pour atteindre une valeur finale de 52 kPa au cours du temps. D'après Gens et Alonso (1992), la pression de gonflement mesurée par la méthode à volume constant correspond à la pression de préconsolidation $p_0(s)$ sous une succion nulle (état saturé). La valeur de la pression de préconsolidation apparente $p_0(s)$ évaluée à l'état saturé est comprise entre 62 et 67 kPa. Cette valeur est égale à la pression de gonflement mesurée lors de l'essai SP_test1, ce qui est en ligne avec l'hypothèse formulée par Gens et Alonso (1992).

Tableau 2.5. Paramètres déterminés à partir des courbes de compressibilité d'essais de répétabilité (Figure 2.7).

	H_0	w_i	γ_{di}	e_0	w_f	Sr_f	P_g
	(mm)	(-)	(Mg/m ³)	(%)	(%)	(%)	(kPa)
SP_test1	10.02	16,17	1,75	0,511	21,86	> 99	67
SP_test2	10.02	16,17	1,75	0,514	20,88	> 99	71

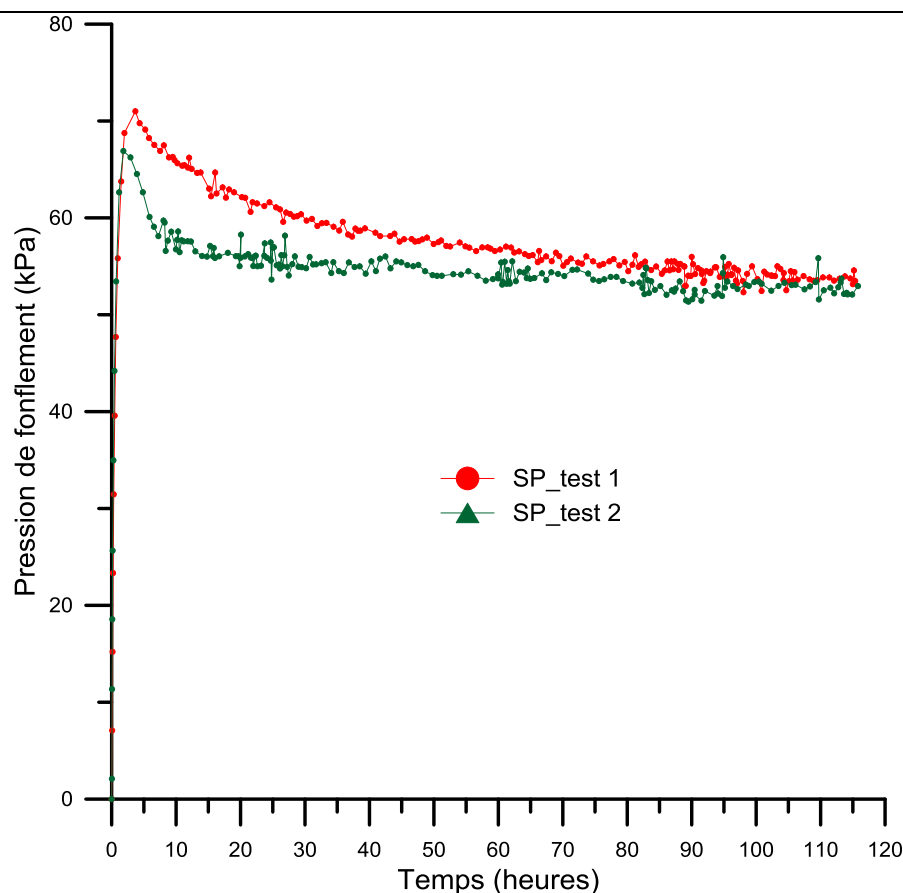


Figure 2.7. Pression de gonflement en fonction du temps, succion initiale de 0.780 MPa.

2.3 Dispositifs expérimentaux d'étude de l'effet de la température à l'état saturé

2.3.1 Œdomètres à température contrôlée

Une cellule œdométrique a été développée pour effectuer des essais de caractérisation de fluage avec chargement mécanique par paliers à température contrôlée. L'objectif étant de pouvoir imposer des sollicitations mécaniques, hydriques et thermiques sur l'éprouvette de sol, de suivre et enregistrer les variations de hauteur engendrées tout le long des essais de fluage (longue durée). Cette cellule peut être introduite dans une enceinte à température contrôlée. Les matériaux employés sont compatibles avec différents fluides ($\text{pH} > 6$). Le schéma de principe de la cellule développée est donné sur la Figure 2.8. L'éprouvette de sol compacté a un diamètre de 50 mm, et une hauteur de 10 mm. Elle repose sur une pierre poreuse en acier fritté. L'embase de la cellule permet l'injection du fluide désiré, avec un système permettant de répartir le flux entrant sous l'ensemble de l'éprouvette. En partie supérieure de l'éprouvette, une deuxième pierre poreuse en acier fritté est insérée, le fluide s'évacuant à travers le piston du dispositif. Le fluide est injecté via des contrôleurs pression / volume. Un capteur de force permet de mesurer l'effort continu. L'effort vertical appliqué sur l'éprouvette est contrôlé par un vérin à air comprimé. La pression de l'air est contrôlée par un régulateur de pression raccordé au réseau d'air comprimé du laboratoire. Ce dispositif est associé à un système de mesure des déformations grâce à un capteur LVDT (transformateur différentiel variable linéaire). Les détails de l'ensemble du dispositif expérimental sont présentés dans la partie qui suit.

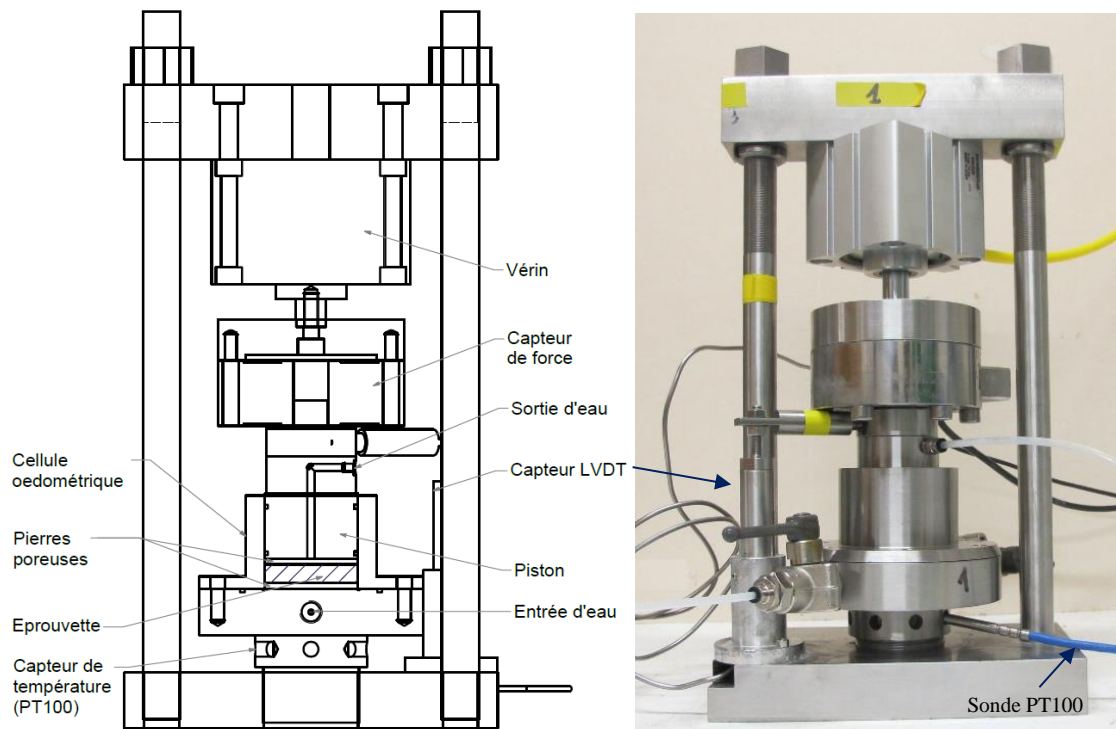


Figure 2.8. Principe de l'œdomètre développé : (a) schéma ; (b) photographie d'une cellule œdométrique.

2.3.1.1 Présentation de l'ensemble du système expérimental

L'ensemble du dispositif expérimental est présenté sur la Figure 2.9 (cellules œdométriques développées placées dans la salle climatisée à 20°C).



Figure 2.9. Vue de l'ensemble du système expérimental, essais œdométriques de fluage à 20°C. De gauche à droite : deux contrôleurs volume-pression, onduleur, trois cellules œdométriques montées sur leurs bâtis, cellule d'acquisition, régulateurs de pression d'air comprimé connectés à des vannes de contrôle, ordinateur, enceinte climatique.

Dans le cadre de ce travail, le dispositif expérimental développé est utilisé pour effectuer des essais œdométriques avec chargement mécanique par paliers à l'état saturé en conditions drainées sous différentes températures. Ceci nécessite alors le contrôle de trois systèmes différents : mécanique, hydrique et thermique.

2.3.1.2 Système d'acquisition

Un système d'acquisition des variables délivrées par les différents capteurs a été développé pour ce dispositif expérimental. La pression d'air, l'effort vertical, la température, la pression d'eau injectée et le déplacement de l'éprouvette sont affichés sur l'écran de contrôle afin de s'assurer du bon déroulement de l'essai. Les acquisitions sont effectuées à l'aide d'un ordinateur. Elles consistent des relevés réguliers et continus des capteurs suivants :

- Le capteur de force ;
- Le régulateur de pression d'air ;
- Le capteur LVDT ;
- Le capteur de température PT100.

L'ensemble du système est connecté à un onduleur, alimentation sans interruption, permettant de fournir un courant alternatif stable et dépourvu de coupures en cas d'arrêt temporaire de l'alimentation électrique principale du local ou du bâtiment.

Le schéma de la Figure 2.10 explicite la structure du programme d'acquisition. La première étape est l'initialisation de l'essai dans laquelle on note les caractéristiques initiales de l'éprouvette qui serviront pour le calcul de l'indice des vides. Un essai est une suite de chargements thermiques, hydriques et mécaniques. À l'initialisation d'un chargement, on définit le programme de chargement (valeurs de contraintes, paliers, rampe, pas d'enregistrement, durée de palier). La durée du palier et le critère de fin du chargement permettant de considérer que l'équilibre est atteint.

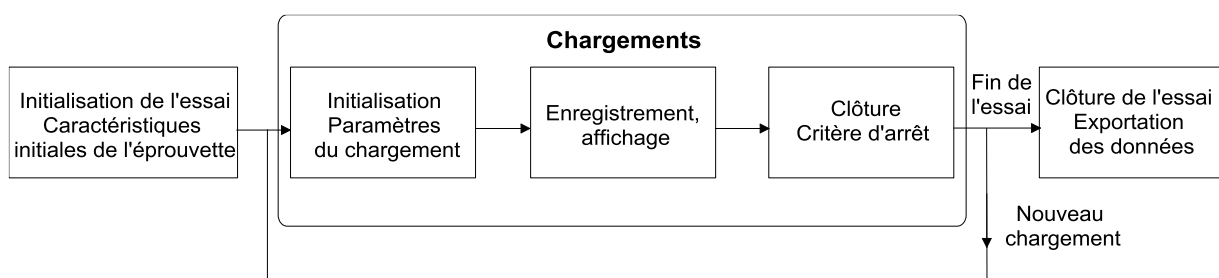


Figure 2.10. Structure du programme d'acquisition.

2.3.1.3 Système de régulation de l'effort vertical exercé sur l'éprouvette

La force verticale est appliquée à l'éprouvette grâce à un système d'air comprimé. Elle est imposée et contrôlée par un régulateur de pression raccordé au réseau d'air comprimé du laboratoire. Un capteur de force (5 kN), placé entre le vérin et le piston, permet de mesurer l'effort résultant de la mise en pression du vérin. La pression verticale maximale appliquée, sur une éprouvette de 50 mm de diamètre, est de 1280 kPa.

La relation entre la pression exercée par le régulateur et la pression verticale effectivement appliquée à l'éprouvette a été déterminée. Pour cela, un étalon de force (5kN) a été utilisé en substituant à l'éprouvette un cylindre en acier ayant les mêmes dimensions que celle-ci. L'étalonnage est réalisé en imposant des pressions par paliers couvrant la gamme de chargement que le sol subira. La Figure 2.11 montre la relation entre la pression imposée (consigne) et la pression appliquée à l'éprouvette. Une équation linéaire peut être adoptée pour déterminer la contrainte verticale qui correspond à la pression consigne affichée par le régulateur comme suit :

$$\sigma_{v(\text{appliquée})} = 1,58 \times \text{pression}_{(\text{imposée})} \quad (2.5)$$

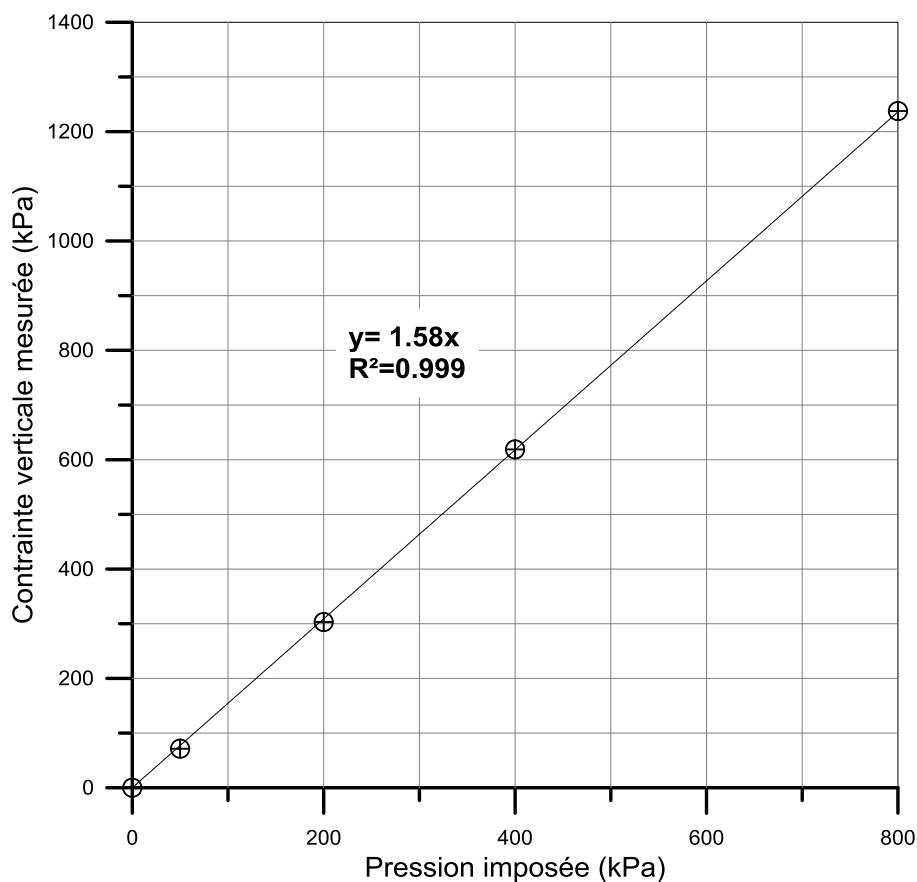


Figure 2.11. Étalonnage des régulateurs de pression : relation entre la pression exercée par le régulateur et la contrainte verticale mesurée.

2.3.1.4 Système de régulation de la pression d'eau

Pour assurer la saturation de l'éprouvette ainsi que le drainage d'eau durant l'essai, des contrôleurs pression/volume ont été utilisés. Ces contrôleurs remplis d'eau désaérée et déminéralisée sont connectés à l'embase de la cellule œdométrique par des tuyaux. L'eau est ensuite injectée à la base de l'éprouvette à travers l'élément poreux à une pression constante de 10 kPa. Cette pression a été appliquée et maintenue pendant tout l'essai. Chacune des trois cellules œdométriques est alimentée indépendamment par un contrôleur pression-volume. Les

spécifications techniques des contrôleurs pression/volume utilisés dans cette étude sont résumées dans Tableau 2.6 et Tableau 2.7.

Tableau 2.6. Spécifications techniques du contrôleur pression/volume : modèle Twin-VPC de Wille Geotechnik®.

Gamme de pression	0-2000 kPa
Capacité de volume (nominale)	200 cm ³
Résolution de mesure de pression	1kPa
Résolution de mesure de volume	1 mm ³

Tableau 2.7. Spécifications techniques du contrôleur pression/volume : modèle standard type GDS Instruments®.

Gamme de pression	0-2000 kPa
Capacité de volume (nominale)	1000 cm ³
Résolution de mesure de pression	1kPa
Résolution de mesure de volume	1 mm ³

2.3.1.5 Système de mesure et de régulation de la température

Le système d'imposition et de contrôle de température utilisé dans cette étude est présenté sur la Figure 2.12. Il s'agit d'une enceinte climatique, BRE120, fabriquée par Froilabo, permettant d'appliquer des températures allant de 5 à 100°C avec une précision de $\pm 0,7^{\circ}\text{C}$. Cette enceinte permet de contenir deux œdomètres (Figure 2.12). Le pilotage de la température est assuré directement par le régulateur interne de l'enceinte. La température est contrôlée par un capteur de température de type PT100, connecté à la cellule à proximité de l'éprouvette. Les valeurs données par ces capteurs sont enregistrées continuellement durant l'essai.



Figure 2.12. Imposition et control de température : œdomètres placés à l'intérieur de l'enceinte.

L'impact de la température sur le fonctionnement du dispositif a été évalué. Dans un premier temps, le temps nécessaire pour atteindre une température de consigne a été déterminé. Ensuite, l'impact de la température sur l'étalonnage des capteurs de déplacement a été évalué. La dilatation thermique de l'ensemble du dispositif a été quantifiée. Pour atteindre ce but, une éprouvette métallique ayant les mêmes dimensions que celles de l'éprouvette (50 mm de diamètre et 10 mm de hauteur) est placée dans la cellule œdométrique. Les déformations de cette éprouvette métallique sous chargements thermique et mécanique sont supposées négligeables par rapport à celles de l'éprouvette de sol compte tenu du niveau des contraintes appliquées.

La Figure 2.13 présente l'évolution de la température de quatre éprouvettes en fonction du temps lorsque la température de l'enceinte est portée de la température ambiante à 5, 20, 50 et 70°C. Le temps pour atteindre l'équilibre thermique de la cellule est d'environ une demi-journée quelle que soit la température. Après cette phase, la température de la cellule au sein de l'enceinte demeure constante, la déviation mesurée pour chaque cellule sur une durée de vingt jours ne dépasse pas $\pm 0,7^\circ\text{C}$. La baisse et la montée rapides de température correspondent aux moments où l'enceinte est ouverte pour vérifier les œdomètres (saturation de l'embase, éventuelles fuites d'eau,...). Il peut être noté que la température retrouve assez rapidement ($< 1\text{h}$) sa valeur d'avant

l'ouverture de la porte de l'enceinte. Dans cette étude, ce dispositif est utilisé en condition isotherme. La température n'est donc pas variable en cours d'essai.

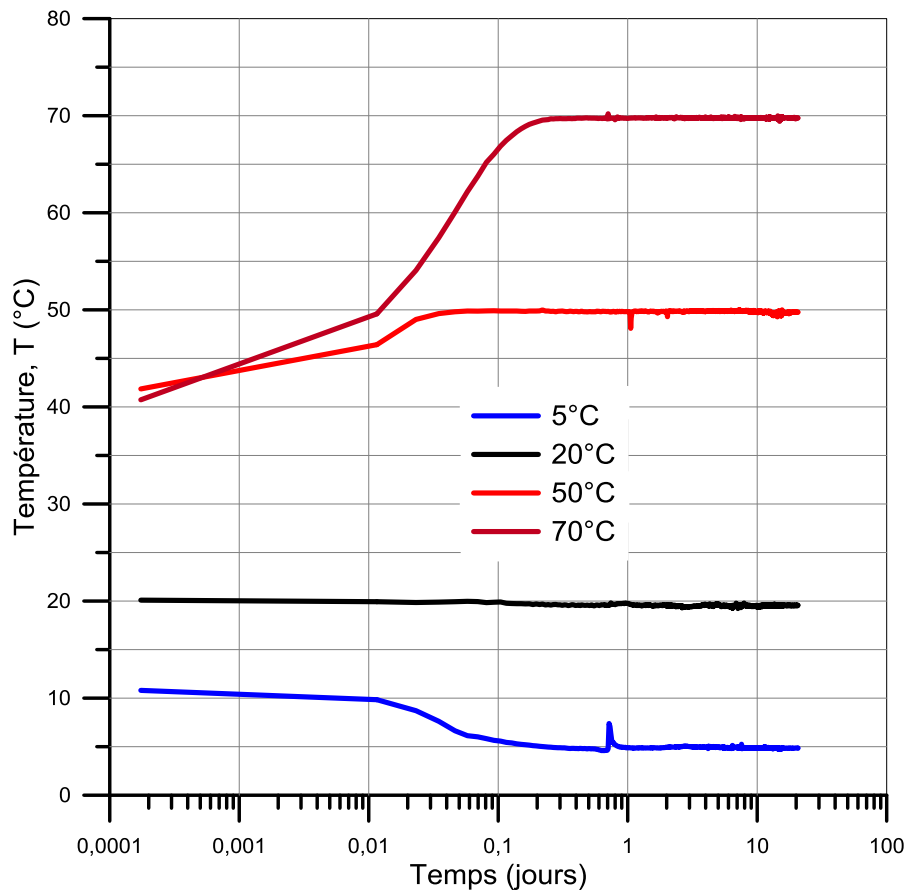


Figure 2.13. Évolution de la température en fonction du temps à 5, 20, 50 et 70°C.

Les variations de l'indice des vides de l'éprouvette sont calculées à partir de la mesure des déplacements verticaux. Pour réaliser ces mesures, des capteurs de déplacement du type LVDT sont utilisés. Ces capteurs à induction électromagnétique délivrent des variations de tension proportionnelles aux variations de distance. Le capteur vertical utilisé permet de mesurer des déplacements dans une gamme de 5 mm (de -2.5 à 2.5 mm). La précision du capteur est de l'ordre du 0,01 mm, ce qui correspond à 0,002 en termes d'incertitude sur l'indice des vides. L'impact de la température sur les capteurs a été évalué.

Les résultats du contrôle de l'étalonnage des capteurs de déplacement sur toute la gamme de mesure de température à 5 et 50°C sont présentés sur la Figure 2.14. Le capteur a été étalonné sous une température de 20°C. Ces résultats montrent que la température n'a pas d'influence significative sur les déplacements mesurés par les capteurs LVDT.

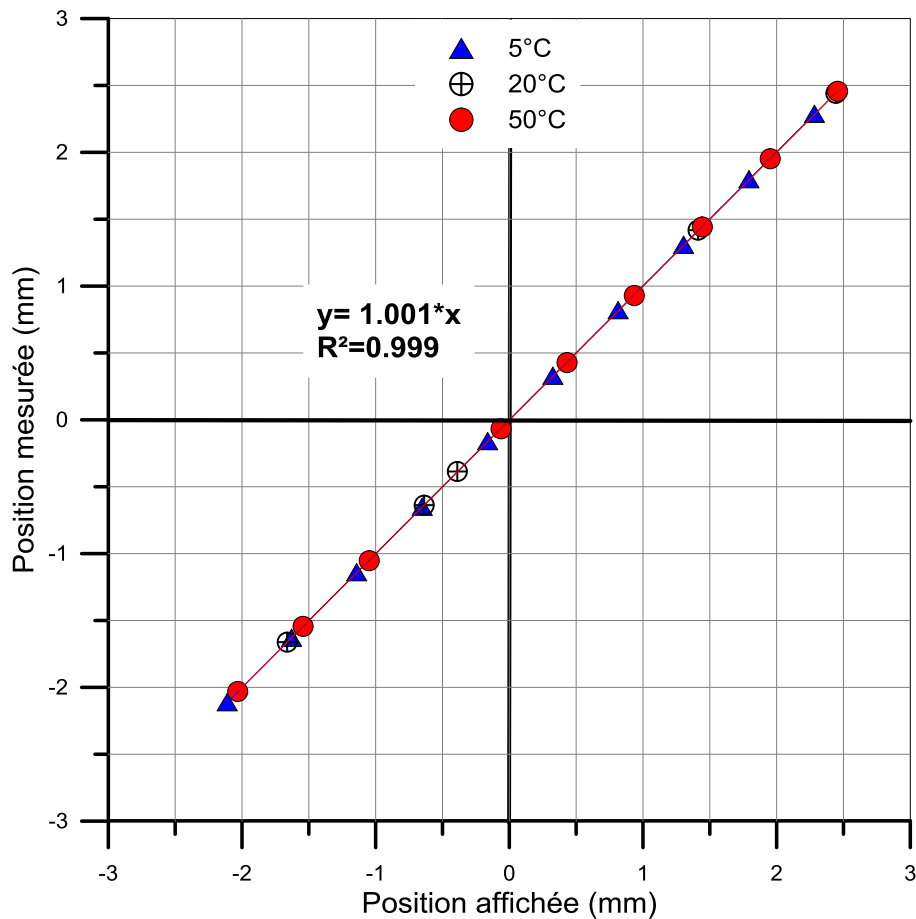


Figure 2.14. Étalonnage des capteurs de déplacement : relation entre la position affichée (imposée) et celle mesurée à différentes températures.

La prise en compte des effets de la variation de température sur la déformabilité de l'appareil d'essai est l'un des principaux problèmes rencontrés avec les dispositifs expérimentaux thermomécaniques (François et Laloui, 2010). Pour déterminer la déformabilité de la cellule en fonction des variations de température, la relation entre la déformation de la cellule et la température a été définie. La déformation thermique de la cellule œdométrique, éprouvette métallique en place, a été observée en mesurant le déplacement vertical du piston pendant les cycles de chauffage et de refroidissement. Le cycle de chauffage était de 20 à 80°C par pas de 10°C, et le cycle de refroidissement était de 20 à 0,1°C en trois étapes à 10, 5 et 0,1°C. La Figure 2.15 montre la relation entre le déplacement vertical mesuré de la cellule œdométrique et la température appliquée à la cellule. Une équation linéaire peut être adoptée pour déterminer le déplacement thermique vertical de la cellule œdométrique, à différentes températures comme suit :

$$\Delta h_{T(\text{cellule})} = -0,001\Delta T \quad (2.6)$$

avec $\Delta h_{T(\text{cellule})}$ en mm.

Généralement, le cycle de chauffage provoque une dilatation de la cellule œdométrique, tandis que le refroidissement provoque une contraction de la cellule. La relation susmentionnée a été utilisée pour évaluer l'effet de la déformation thermique de la cellule œdométrique sur le déplacement vertical mesuré de l'éprouvette. Ces déformations thermiques évaluées de la cellule sont utilisés pour obtenir les mesures correctes de la déformation de l'éprouvette pendant les variations de température. En conséquence, la déformation thermique réelle de l'éprouvette sera conforme à :

$$\Delta h_{T(\text{éprouvette})} = \Delta h_{T(\text{mesurée})} - \Delta h_{T(\text{cellule})} \quad (2.7)$$

où $\Delta h_{T(\text{mesurée})}$ est le déplacement total mesuré pendant les phases de chauffage ou de refroidissement.

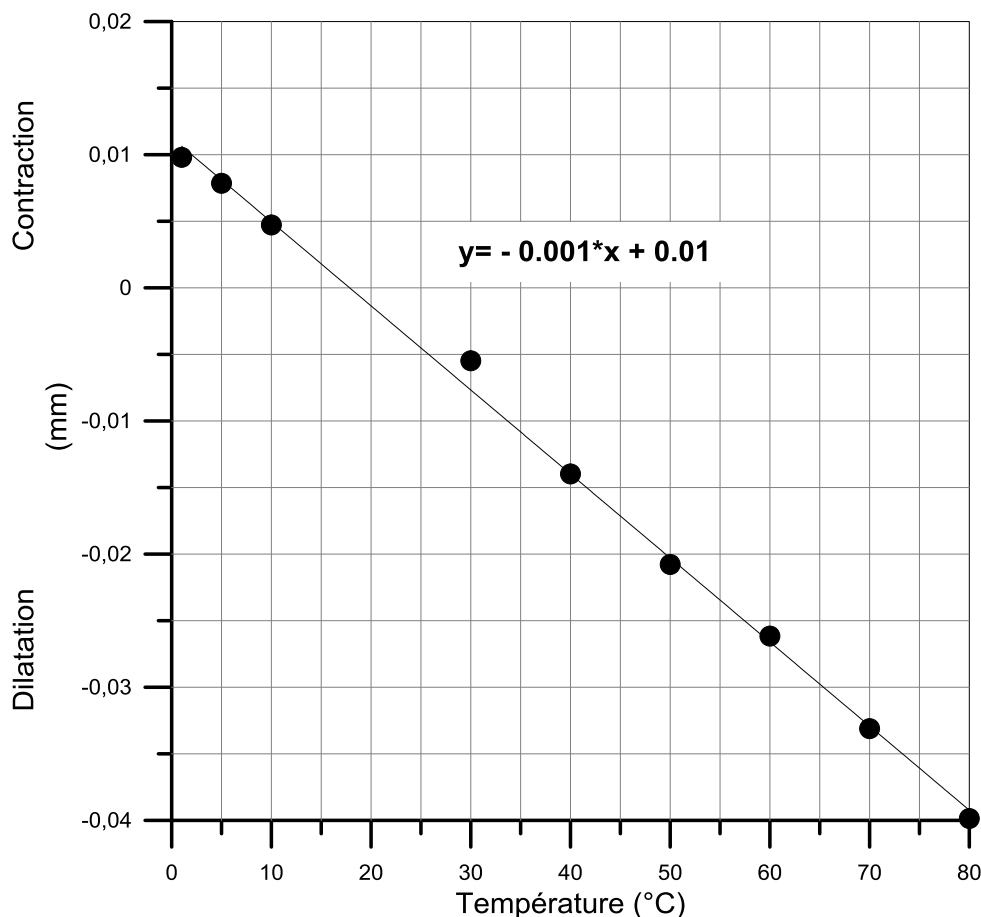


Figure 2.15. Effet de la température sur les déformations de la cellule œdométrique.

2.3.1.6 Procédure expérimentale

Comme l'essai œdométrique à température contrôlée correspond à un nouveau développement, une procédure expérimentale spécifique a été développée. Cette procédure sert à maintenir une bonne répétabilité des essais, et à assurer ainsi une bonne précision des résultats.

En effet, tous les essais ont été réalisés à l'état saturé en suivant le même protocole expérimental (Figure 2.16). L'éprouvette compactée statiquement à l'optimum Proctor dans la cellule œdométrique est mise en place sur le bâti de l'œdomètre. Après la mise en place de la cellule et l'assemblage de l'ensemble du système, une pression verticale initiale constante de 10 kPa est appliquée pour assurer le contact du piston de chargement avec l'éprouvette. Ensuite, de l'eau désaérée et déminéralisée est injectée par le bas dans l'éprouvette à travers la pierre poreuse à une pression constante de 10 kPa à l'aide des contrôleurs pression-volume. Cette pression est appliquée et maintenue pendant tout l'essai. La phase de chauffage démarre simultanément avec celle de la saturation. Une fois la déformation de gonflement vertical de l'éprouvette à la contrainte verticale initiale (10 kPa) et à la température désirée stabilisée, le chargement mécanique par paliers est conduit jusqu'à la valeur maximale de la contrainte verticale totale de l'ordre de 1280 kPa. La durée conventionnelle des paliers de chargement à l'œdomètre pour les sols saturés est fixée à 24 heures (AFNOR, NP 94-090-1). Dans notre étude, la durée des paliers de chargement a été adaptée afin de mettre en évidence le comportement au fluage du matériau, précisément dans la partie plastique où le fluage est important. Pour ce faire, les paliers de chargement effectués dans la phase élastique ($\sigma_v < \sigma'_p$) ont été maintenue jusqu'à la valeur t_{100} (temps nécessaire à la dissipation totale des pressions interstitielles engendrées). Quant aux paliers de chargements effectués dans la phase plastique ($\sigma_v > \sigma'_p$), la durée de chaque palier de fluage est supérieure à dix jours. À la fin de l'essai, une mesure de teneur en eau de l'éprouvette est effectuée après le démontage de la cellule afin de calculer le degré de saturation et vérifier ainsi la saturation des éprouvettes.

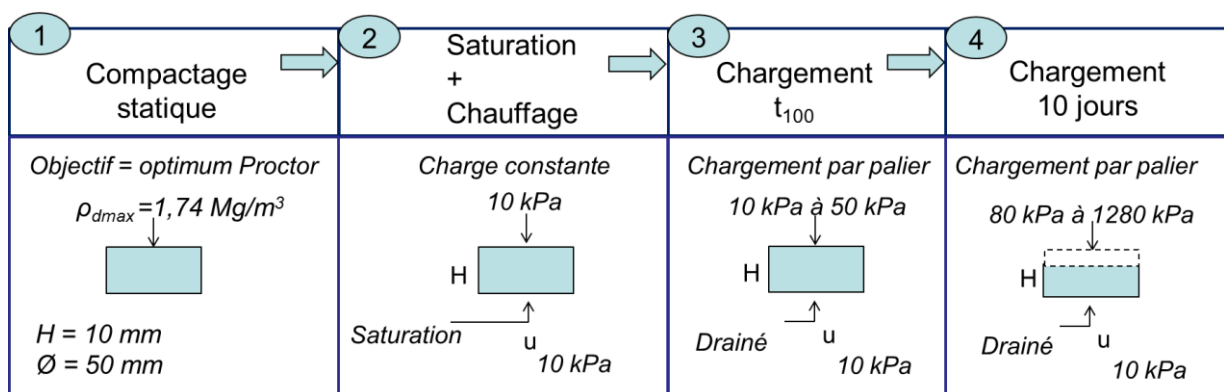


Figure 2.16. Protocole expérimental d'un essai œdométrique à température contrôlée.

Quelques éprouvettes ont été démontées après la phase de saturation afin de vérifier que ce protocole permettait bien d'atteindre un degré de saturation $> 99 \%$. La saturation a été atteinte en sept jours.

2.4 Dispositifs expérimentaux d'étude de la succion en condition isotherme

2.4.1 Œdomètres osmotiques

Le dispositif œdométrique employé pour la réalisation des essais de cette étude s'inspire de la cellule présentée par Kassiff et Shalom (1971) et modifiée par Delage et al. (1992). Cet appareil correspond en fait à une cellule œdométrique transformée de manière à permettre la circulation de la solution osmotique au niveau de la face inférieure de l'éprouvette. Le principe de la cellule est détaillé sur la Figure 2.17. L'éprouvette de sol compacté a un diamètre de 70 mm, et une hauteur de 10 mm. L'embase de la cellule œdométrique a été modifiée pour permettre la circulation de la solution. Un tamis a été collé sur l'embase pour éviter le comblement du système de circulation de l'embase lors du gonflement de l'éprouvette. La membrane semi-perméable utilisée est en triacétate de cellulose de référence commerciale Spectra/Por® n°3 avec un MWCO de 3500 Da pour le PEG 6 000. Un piston est placé au-dessus de l'éprouvette. Une plaque poreuse en acier fritté est fixée à la base du piston pour permettre de maintenir la pression de l'air de l'éprouvette à la pression atmosphérique tout au long de l'essai. La circulation de la solution osmotique est assurée par un système de pompe et de tuyaux. Ce système permet le renouvellement continu de la solution osmotique au niveau de l'éprouvette pendant toute la durée de l'essai. Le réservoir de solution osmotique fait un litre, ce qui est suffisamment important pour que les échanges d'eau entre la solution et l'éprouvette ne fassent pas varier significativement au cours de l'essai la concentration de la solution et donc la succion imposée.

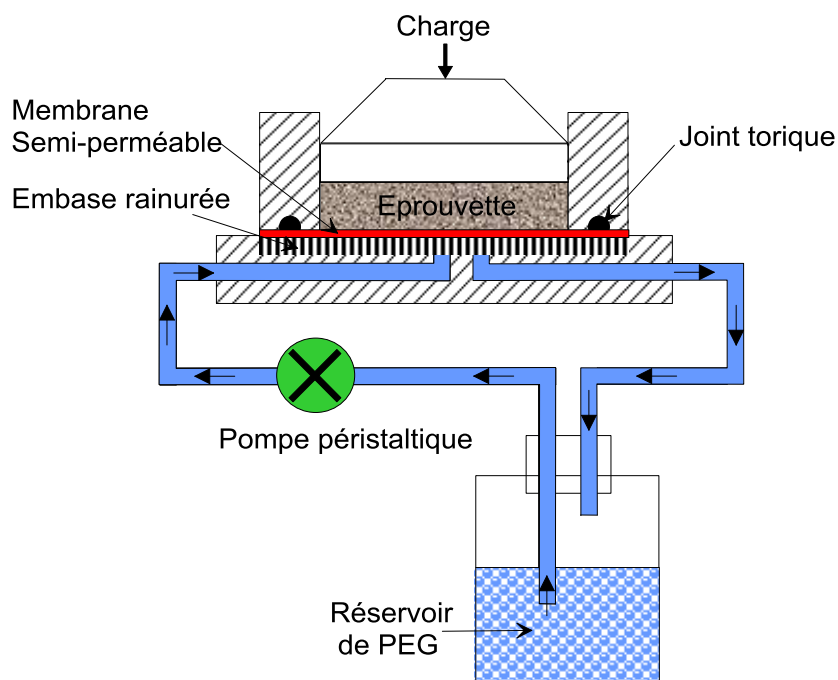


Figure 2.17. Schéma de principe des œdomètres à succion contrôlée par la méthode osmotique.

2.4.1.1 Présentation de l'ensemble du système expérimental

La Figure 2.18 présente le dispositif expérimental dans sa globalité, les différents éléments seront détaillés par la suite.

L'ensemble du dispositif a été placé dans une salle climatisée à $20 \pm 1,5^\circ\text{C}$, les réservoirs de solution osmotique étant eux-mêmes introduits dans un bain d'eau maintenu à une température de $20 \pm 0,1^\circ\text{C}$ (Figure 2.18). L'humidité relative de la salle d'expérience est comprise entre 60 et 70%.

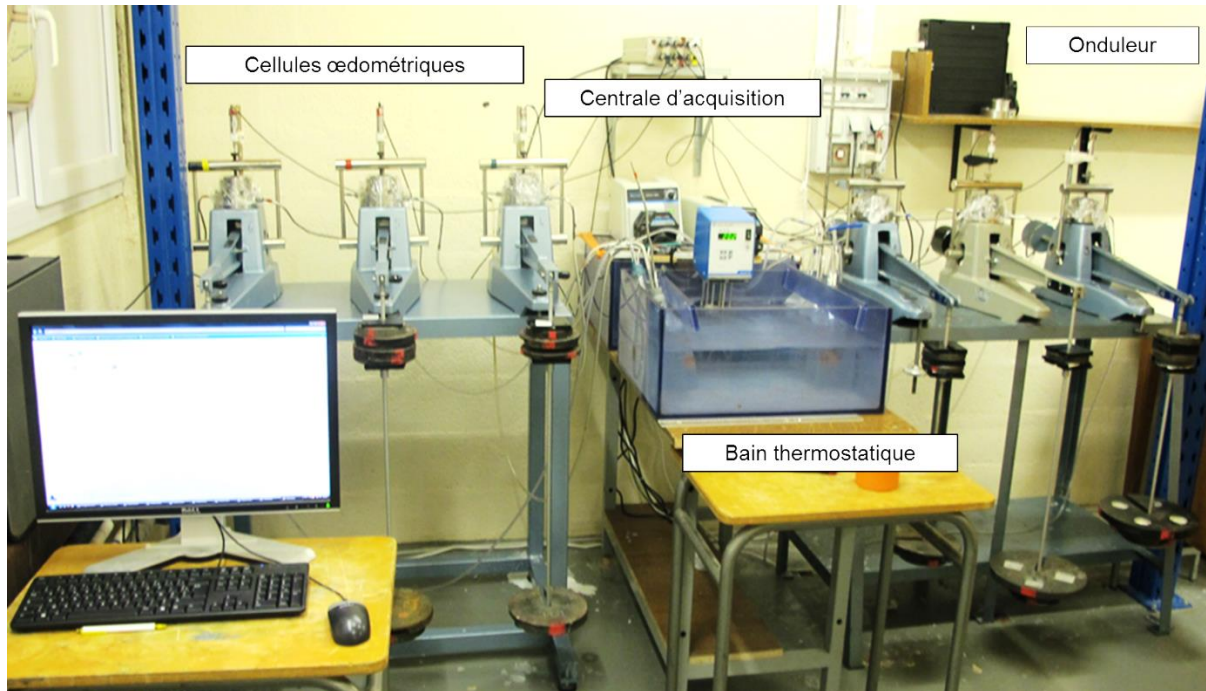


Figure 2.18. Vue de l'ensemble du dispositif expérimental à succion contrôlée par la méthode osmotique.

L'application du principe de l'œdomètre à succion osmotique pour l'étude du comportement à long terme (fluage) des sols argileux nécessite plusieurs précautions.

- Le premier concerne la durée des essais. Pour éviter l'altération des membranes, la pénicilline est introduite dans chaque solution élaborée, empêchant la prolifération des bactéries (Guiras-Skandaji, 1996). De plus, la membrane pouvant se déchirer au contact du tamis collé sur l'embase, un filtre en papier a été placé entre l'éprouvette et ce tamis. La prise en compte de ces précautions a permis de réaliser des essais sur une période maximale de trois mois sans qu'aucune dégradation de la membrane ne soit observée.
- Les solutions osmotiques sont préparées avec de l'eau déminéralisée et désaérée. Il est indispensable de laisser s'écouler environ deux jours entre la préparation et l'utilisation d'une solution ; ce délai permet en effet la stabilisation de la densité de la solution (Cui, 1993).

- La pompe employée est une pompe péristaltique qui présente l'avantage de ne pas mettre directement en contact les pièces de la pompe et la solution. Cependant, ces pompes fonctionnent par écrasement d'un tuyau dont la durée de vie dépend pour beaucoup de la viscosité de la solution ; plus celle-ci est visqueuse, plus la durée de vie est courte. Afin d'augmenter la durée de vie du tuyau, des tuyaux en Norprène Pharmed® ont été employés, et la vitesse de circulation du fluide a été réduite au minimum. Avec ce type de tuyau, aucun signe de fatigue n'est visible au bout de trois mois d'essai, hormis un léger écrasement.
- Pour limiter l'évaporation qui peut avoir lieu au niveau de l'espace annulaire qui existe entre le piston et la chemise, les cellules œdométriques ont été entourées de papier cellophane, et le couvercle du piston rempli de solution osmotique, ce qui permet de maintenir une humidité relative importante au niveau de l'éprouvette.
- Les déplacements verticaux sont mesurés à l'aide d'un capteur de déplacement de type LVDT relié à une centrale d'acquisition et un ordinateur. L'ensemble de la chaîne de mesure a été contrôlé tous les 6 mois environ. Les capteurs de déplacements utilisés permettent d'avoir une précision sur les variations de l'indice des vides de l'ordre de 0,002. Les déformations verticales ont été corrigées en prenant en compte les déformations du système "bâti cellule capteur" qui ont été évaluées en utilisant une cale en acier pouvant être considérée comme indéformable, la membrane semi-perméable étant en place.
- L'ensemble du système est connecté à un onduleur permettant de fournir un courant alternatif stable et dépourvu de coupures en cas d'arrêt temporaire de l'alimentation électrique principale du local ou du bâtiment.

2.4.1.2 Procédure expérimentale

Dans cette partie, on présente la procédure d'imposition de succion, du montage de l'essai et du chargement mécanique. La procédure de montage de l'essai nécessite une préparation du poste de travail. Cette préparation doit être effectuée soigneusement car elle influence directement les résultats de l'essai. Une bonne préparation des connexions (tuyaux, pompe, vannes) permet d'éviter les fuites et par conséquent la perte de temps. Après avoir fini de préparer le poste de travail, la cellule contenant l'éprouvette compactée est mise en place sur l'embase recouverte de la membrane. L'ensemble (cellule, embase, piston) est ensuite mis en place sur le bâti en prenant soin d'éviter tout choc lors de la mise en place. Le capteur LVDT est placé au milieu du piston du bâti, lui-même mis en place sur le piston de la cellule. Après avoir vérifié la position absolue du capteur de déplacement, le réservoir de solution osmotique est connecté au système de circulation. Enfin, la pompe péristaltique est mise en route. Pour éviter l'apparition d'une

forte pression dans le circuit, la vitesse de circulation est la plus faible possible (curseur de réglage de la pompe entre la position 0 et 1 de la pompe). Un système de purge constitué d'une vanne à trois voies a été installé sur le circuit, entre la pompe et le côté amont de la cellule, pour permettre de chasser les bulles d'air présents dans le tuyau. Après la vérification de l'ensemble du système, l'essai peut être lancé. Une pression verticale initiale constante de 10 kPa est appliquée pour assurer le contact du piston de chargement avec l'éprouvette. Cette pression est maintenue jusqu'à la stabilisation des déformations de gonflement ou de retrait de l'éprouvette suite à l'imposition de succion ciblée. Généralement, l'équilibre est atteint en sept jours maximum. Le chargement mécanique par paliers est ensuite conduit jusqu'à la valeur maximale de contrainte verticale totale de l'ordre de 3600 kPa en utilisant un jeu de masses fendues. Lorsqu'il s'agissait d'essais à court terme, la durée de chaque palier de chargement est égale à la valeur t_{100} . Quant aux essais de fluage, la durée de chaque palier est supérieure à dix jours. À la fin de l'essai, une mesure de teneur en eau de l'éprouvette est effectuée après le démontage de la cellule afin notamment de calculer le degré de saturation.

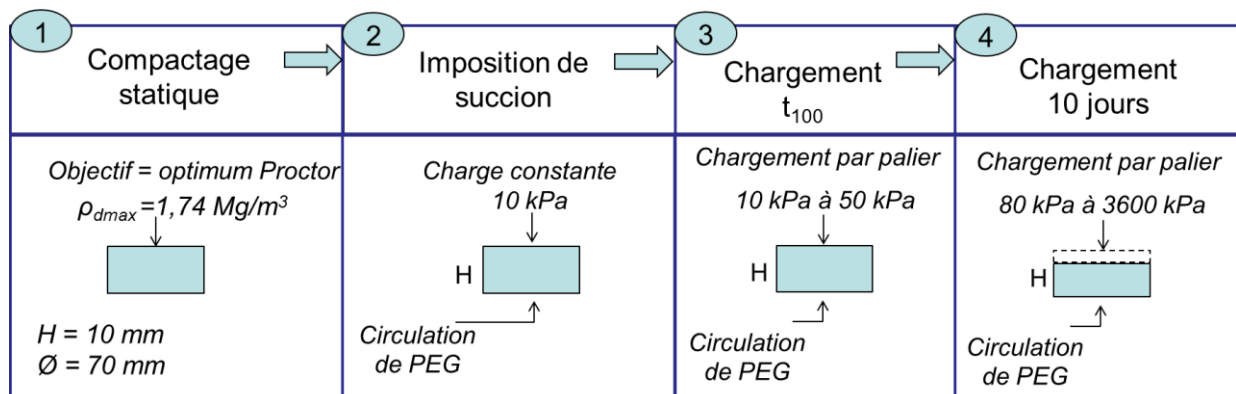


Figure 2.19. Protocole expérimental d'un essai œdométrique à succion contrôlée (méthode osmotique).

2.4.2 Œdomètres à solutions salines

Le principe de l'appareil développé (Cuisinier, 2002) est d'enfermer un dispositif œdométrique dans une enceinte close où l'humidité relative est maintenue constante par une solution saline. La réalisation d'une telle enceinte est décrite dans la norme ISO 483 (1999), qui a servi de base pour définir le volume et la forme générale du dispositif. La hauteur de l'enceinte conçue est de 250 mm, son diamètre de 150 mm, ce qui donne un volume interne d'environ 4,4 L. Le volume de la solution saline introduite est de 1 L. Le schéma de principe des œdomètres est donné sur la Figure 2.20. L'éprouvette de sol compacté a un diamètre de 50 mm, et une hauteur de 10 mm. Pour faciliter les échanges d'eau, des orifices ont été ménagés dans la base qui supporte l'éprouvette ainsi que dans le piston. Ces orifices facilitent, le passage de l'air entre l'éprouvette

et l'air à proximité immédiate de la solution saline. De plus, des plaques en acier fritté ont été utilisées au lieu des pierres poreuses classiquement employées dans les appareils œdométriques.

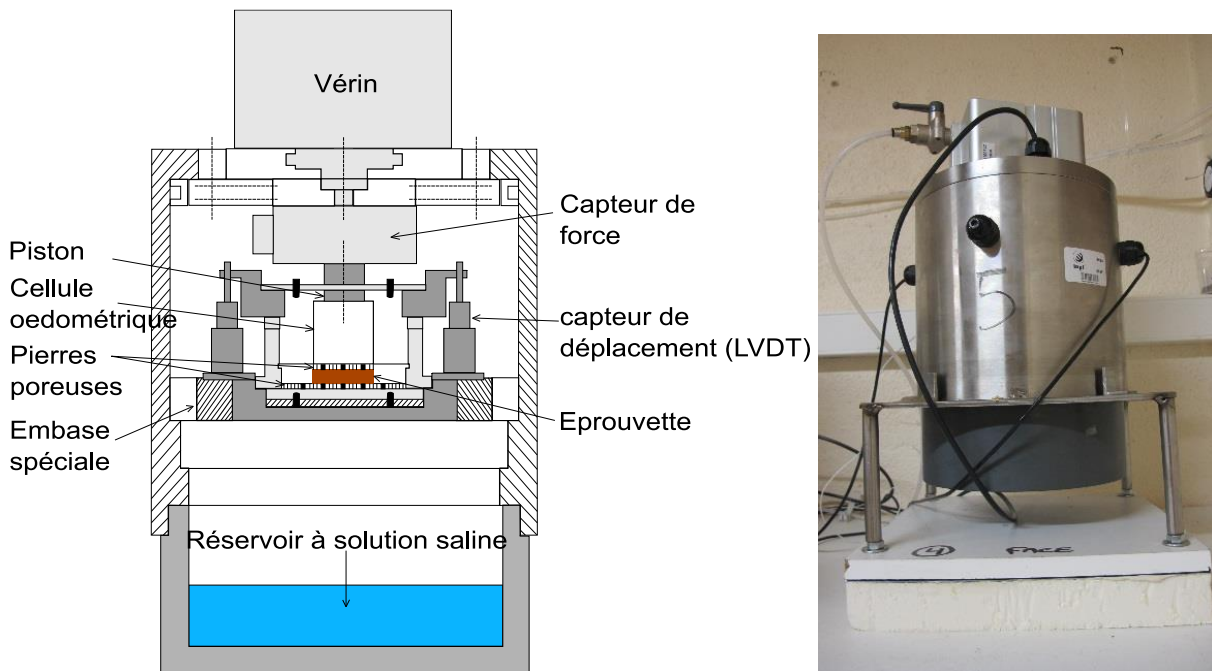


Figure 2.20. Principe de l'œdomètre à succion contrôlée à solutions salines : (a) schéma ; (b) photographie d'une cellule œdométrique.

2.4.2.1 Présentation de l'ensemble du système expérimental

L'ensemble du dispositif expérimental comprend pour chaque cellule œdométrique les principales parties suivantes (Figure 2.21) :

- une électrovanne de régulation de pression pour imposer la pression verticale exercée sur l'éprouvette par le biais d'un vérin à air comprimé ;
- capteur de force pour mesurer la force verticale appliquée ;
- deux capteurs de déplacements type LVDT ;
- système de régulation de la température (sonde PT100, caisse isolante) ;
- réservoir amovible contenant la solution saline ;
- système d'acquisition.

L'ensemble du système est connecté à un onduleur, alimentation sans interruption, permettant de fournir un courant alternatif stable et dépourvu de coupures en cas d'arrêt temporaire de l'alimentation électrique principale du local ou du bâtiment.

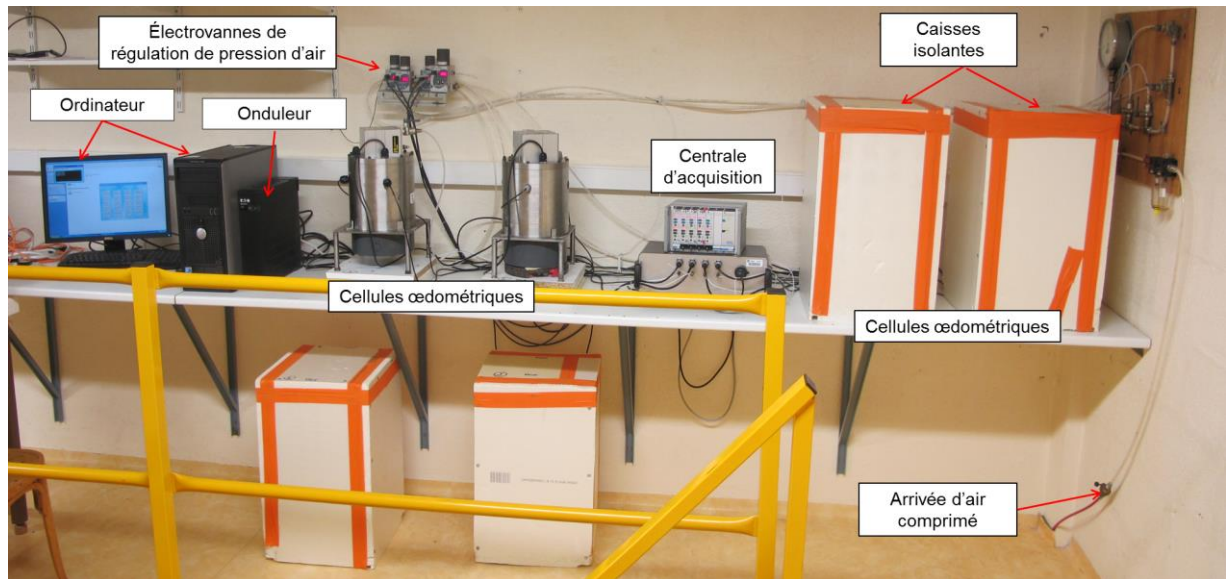


Figure 2.21. Vue de l'ensemble du dispositif expérimental à succion contrôlée utilisant les solutions salines.

2.4.2.2 Système de régulation de la température

L'humidité relative étant influencée par la température, l'ensemble du dispositif a été placé dans une salle climatisée. La température de la salle est maintenue à $20 \pm 1,5^\circ\text{C}$. Cette régulation a été améliorée en plaçant chaque cellule œdométrique dans une caisse en polystyrène extrudé d'environ 35 mm d'épaisseur qui constitue en fait un système d'isolation (Figure 2.21). Avec ce système, la température des enceintes peut être réglée à $20 \pm 0,15^\circ\text{C}$ et par conséquent la succion imposée peut être considérée constante sur de très longues périodes (plusieurs mois). La température est contrôlée par deux capteurs de température de type PT100. Le premier placé à l'intérieur de l'enceinte, au plus près de l'éprouvette, pour mesurer la température de l'atmosphère de l'intérieur. Le second est placé à l'extérieur pour contrôler la température ambiante de la salle. Les valeurs données par ces capteurs sont enregistrées continuellement durant l'essai. L'humidité relative de la salle est comprise entre 60 et 70%.

2.4.2.3 Système de régulation de l'effort vertical exercé sur l'éprouvette

La force verticale est appliquée à l'éprouvette grâce à un système d'air comprimé, en faisant circuler l'air comprimé à un débit constant. La pression est imposée et contrôlée par des électrovannes de régulation de pression raccordées au réseau d'air comprimé du laboratoire. Au cours d'un essai, le chargement mécanique se fait par paliers successifs en augmentant la pression d'air imposée par le système de régulation. Une légère différence entre les paliers mécaniques imposés est observée. En effet, les frottements qui s'exercent au niveau du couvercle de la cellule œdométrique entre le vérin et le piston sont différents pour chaque cellule, ce qui implique des différences au niveau de la pression effectivement appliquée sur l'éprouvette. La

relation entre la pression consigne affichée par le régulateur et celle effectivement appliquée à l'éprouvette a été déterminée pour chaque appareil. Pour des éprouvettes de 50 mm de diamètre, la contrainte verticale maximale est de l'ordre de 2400 kPa. Dans ces appareils, l'incertitude sur la contrainte verticale imposée est inférieure à 0,5% de la contrainte maximale.

2.4.2.4 Dispositifs de mesure des déplacements

Les variations de l'indice des vides de l'éprouvette sont calculées à partir de la mesure des déplacements verticaux. Pour réaliser ces mesures, deux capteurs de déplacement de type LVDT sont placés entre le piston et l'éprouvette (Figure 2.20). Le capteur vertical utilisé permet de mesurer des déplacements dans une gamme de 10 mm (de -5 à 5 mm). Ces capteurs offrent une précision sur les variations de l'indice des vides de l'ordre de 0,003. Les capteurs ont été contrôlés tous les 6 mois environ. Les déformations verticales ont été corrigées en prenant en compte les déformations du système "bâti cellule capteur", évaluées en substituant à l'éprouvette de sol une cale en acier qui pouvait être considérée comme indéformable.

2.4.2.5 Procédure expérimentale

Le protocole expérimental consiste en trois étapes principales : une phase de préparation d'éprouvette par compactage statique à l'optimum Proctor, une phase d'imposition de succion et une phase de chargement (Figure 2.22).

Dans cette partie, la procédure d'imposition de succion, du montage de l'essai et du chargement mécanique est décrite. Après avoir préparé le poste de travail, la cellule contenant l'éprouvette compactée est mise en place dans l'appareil en prenant soin d'éviter tout choc lors de la mise en place. L'éprouvette est installée entre deux pierres poreuses en acier fritté. Le piston vient ensuite. Le couvercle de l'appareil supportant le capteur de force et le vérin est mis en place. Le piston et le capteur de force sont mis en contact, et enfin l'enceinte est fermée à l'aide des vis. Après une dernière vérification de l'ensemble du système, l'essai peut être lancé. Une pression verticale initiale constante de 50 kPa est appliquée pour assurer le contact du piston de chargement avec l'éprouvette. Cette pression est maintenue jusqu'à la stabilisation des déformations de l'éprouvette suite à l'imposition de succion ciblée. Le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre est entre 20 et 30 jours. Le chargement mécanique par paliers est ensuite conduit jusqu'à la valeur maximale de contrainte totale de l'ordre de 2400 kPa. Lorsqu'il s'agissait d'essais à court terme, la durée de chaque palier de chargement est égale à la valeur t_{100} . Quant aux essais de fluage, la durée de chaque palier est supérieure à dix jours. À la fin de

l'essai, une mesure de teneur en eau de l'éprouvette est effectuée après le démontage de la cellule afin de calculer le degré de saturation.

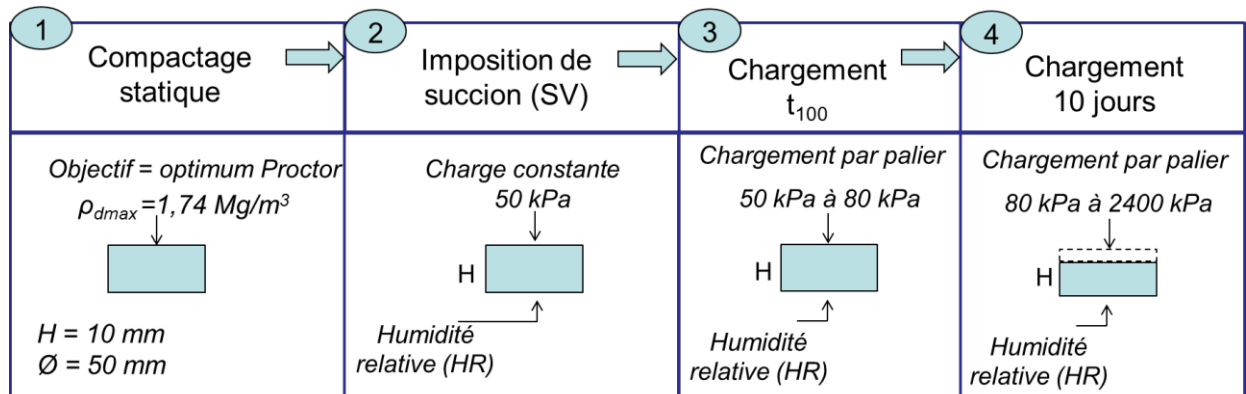


Figure 2.22. Protocole expérimental d'un essai œdométrique à succion contrôlée (méthode solutions salines).

2.5 Validation des dispositifs et des protocoles expérimentaux

L'objectif du travail qui sera présenté dans les chapitres suivants est d'étudier l'influence des variations de température et de succion sur les propriétés hydromécaniques, notamment, la compressibilité et le fluage d'un matériau compacté. La conduite d'une telle étude nécessite de disposer pour chacun des essais, des éprouvettes dont les caractéristiques initiales sont les plus proches possible. Dans ce contexte, un soin particulier a été porté à la technique de préparation des éprouvettes, ce point sera abordé lors de la première partie de cette section.

La validité des résultats obtenus avec l'œdomètre à température contrôlée développé est d'abord évaluée en réalisant une série d'essais de répétabilité à différentes températures. Ensuite, les résultats sont comparés à ceux obtenus avec les autres dispositifs pour une température de 20°C et à l'état saturé (essais osmotiques). Cette comparaison permettra d'évaluer la qualité de la continuité entre ces dispositifs et par conséquent valider les procédures expérimentales proposées. Ces considérations feront l'objet de la deuxième partie de cette section.

2.5.1 Essais de répétabilité à température contrôlée

Les dispositifs à température contrôlée étant nouveaux, une première série d'essais œdométriques de compressibilité et de fluage a été conduite pour vérifier la répétabilité des résultats d'essais. Les résultats obtenus seront présentés successivement dans cette partie.

2.5.1.1 Essais de compressibilité à 5°C à t_{100}

Pour vérifier la répétabilité, deux essais œdométriques ont été réalisés à 5°C suivant le même programme de chargement. Chaque palier de chargement et de déchargement a été maintenu

jusqu'à la fin de la consolidation primaire (t_{100}). Les résultats sont reportés sur la Figure 2.23. À partir de ces courbes, différents paramètres ont été déterminés (Tableau 2.8) : le potentiel de gonflement de l'éprouvette lors de la saturation $\Delta h/h_0$, l'indice de compression C_c , l'indice de gonflement C_g , et la pression de préconsolidation apparente σ'_p . Les résultats obtenus à la même température sont très similaires démontrant la bonne répétabilité des essais (Figure 2.23 et Tableau 2.8).

Tableau 2.8. Paramètres déterminés à partir des courbes de compressibilité d'essais de répétabilité (Figure 2.23).

	T	e_0	$\Delta h/h_0$	C_c	C_g	σ'_p
	(°C)	(-)	(%)	(-)	(-)	(kPa)
Essai TE1	5	0,513	4,79	0,163	0,008	68,40
Essai TE2	5	0,514	4,84	0,155	0,011	67,90

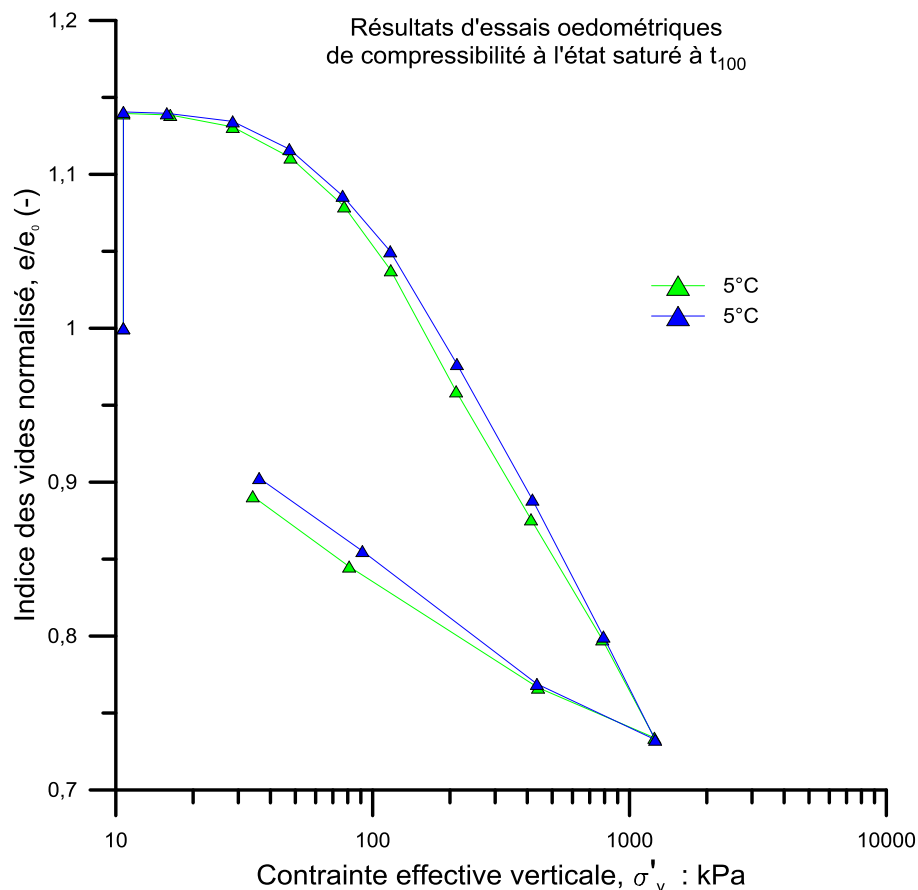


Figure 2.23. Courbes de compressibilités (e - $\log \sigma'_v$) à 5°C à t_{100} .

2.5.1.2 Essais de fluage à 50°C

Deux essais œdométriques de fluage ont été réalisés à 50°C afin de vérifier la répétabilité des résultats. La Figure 2.24 montre la variation de l'indice des vides normalisé avec le logarithme du temps (e - $\log t$) de deux paliers de chargement, 680 et 1280 kPa, respectivement. La durée de

chaque palier de fluage était supérieure à dix jours. Les courbes obtenues dans les deux essais, sous le même palier de contrainte, ont la même forme et sont pratiquement superposées. Le paramètre C_{ae} caractérisant le fluage, déterminé sur la dernière partie finale linéaire de la courbe de consolidation, est très similaire pour les deux essais (Tableau 2.9). Ces résultats montrent la bonne répétabilité des essais et par conséquent la validation des protocoles expérimentaux définis pour ce travail.

Tableau 2.9. Paramètres déterminés à partir des courbes de fluage d'essais de répétabilité (Figure 2.24).

	σ'_v (kPa)	C_{ae} ($\times 10^{-3}$)
Essai TE2_50°C	680	3,21
	1280	3,95
Essai TE3_50°C	680	3,24
	1280	3,84

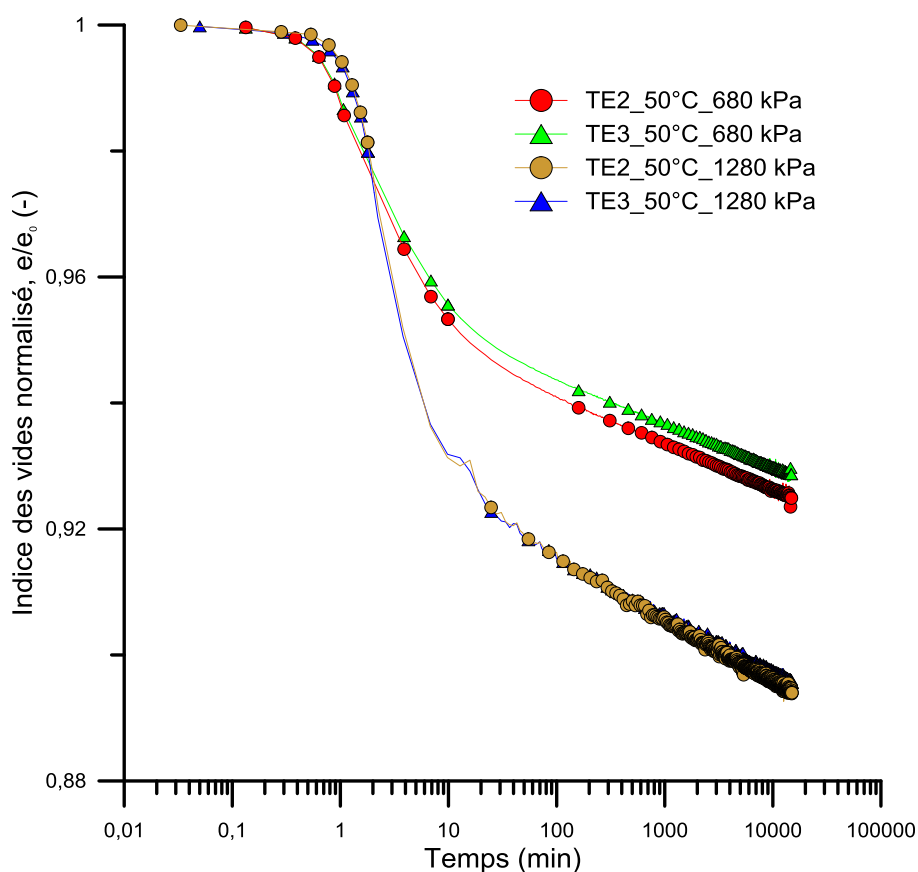


Figure 2.24. Variation de l'indice des vides normalisé en fonction du temps, comparaison de deux paliers de fluage à 50°C.

2.5.2 Essais de compressibilité et de fluage à l'état saturé en condition isotherme

La dernière étape de vérification des résultats consiste à comparer les paramètres de compressibilité et de fluage obtenus avec les deux dispositifs. Cette comparaison a pour objectif d'évaluer, d'une part, l'influence du diamètre de l'éprouvette, et d'autre part, la qualité des résultats obtenus dans les domaines de contraintes verticales accessibles par chacun de ces dispositifs.

Deux essais ont été effectués dans les mêmes conditions, à 20°C et à l'état saturé, un par l'œdomètre osmotique et l'autre par l'œdomètre à température contrôlée. Les résultats sont reportés sur la Figure 2.25. À partir de ces courbes, différents paramètres ont été déterminés (Tableau 2.10) : le potentiel de gonflement de l'éprouvette lors de la saturation $\Delta h/h_0$, l'indice de compression C_c , l'indice de gonflement C_g , et la pression de préconsolidation apparente σ'_p .

La Figure 2.25 et le Tableau 2.10 montrent que le gonflement est légèrement supérieur dans le cas de l'essai osmotique. L'éprouvette ayant le plus gonflé, est celle qui présente la pression de préconsolidation apparente la plus faible et la pente de compression vierge la plus importante. L'éprouvette testée avec la cellule osmotique apparaît donc légèrement plus compressible que l'éprouvette testée avec l'œdomètre à température contrôlée. Il peut être noté que le type de dispositif expérimental utilisé n'a, pratiquement, pas d'influence sur les pentes de compressibilité. Par conséquent, la répétabilité entre les deux types d'œdomètres est donc satisfaisante.

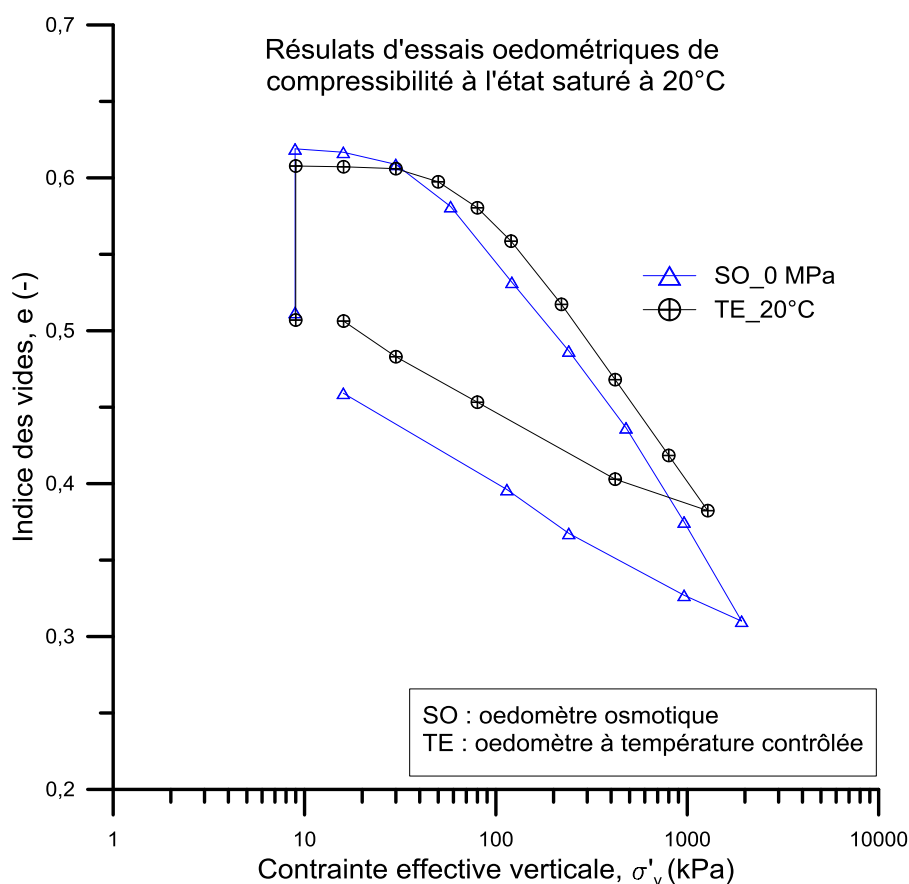

 Figure 2.25. Courbes de compressibilités (e - $\log \sigma'_v$) à t_{100} : à 20°C et à l'état saturé.

Tableau 2.10. Paramètres déterminés à partir des courbes de compressibilité d'essais de validation (Figure 2.25).

	e_0	T	$\Delta h/h_0$	C_c	C_g	σ'_p
	(-)	(°C)	(%)	(-)	(-)	(kPa)
Essai TE	0,508	20	6,70	0,172	0,010	67
Essai SO	0,512	20	7,07	0,186	0,019	62

Cette procédure de validation des dispositifs a été complétée par des essais de fluage entre les deux dispositifs expérimentaux. La Figure 2.26 montre l'évolution du coefficient de fluage C_{ae} en fonction de la contrainte effective verticale (σ'_v). Le dispositif osmotique permet d'atteindre des contraintes verticales de l'ordre de 3600 kPa, alors que la valeur maximale accessible par les œdomètres à température contrôlée est 1280 kPa.

Les résultats montrent que C_{ae} augmente avec l'augmentation de la contrainte effective verticale (σ'_v). Il peut être également noté que les valeurs de C_{ae} déterminées avec les deux dispositifs sont très similaires. En effet, cette comparaison permet de vérifier la répétabilité des résultats obtenus dans les domaines de contraintes verticales accessibles par chacun de ces dispositifs.

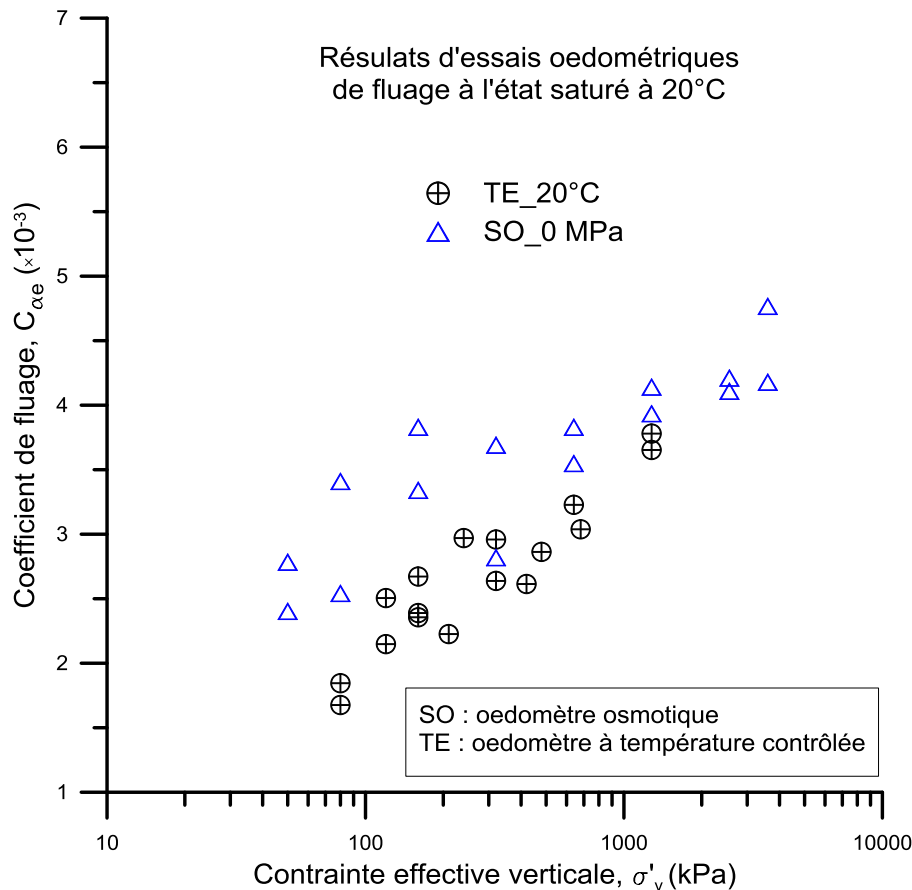


Figure 2.26. Influence de la contrainte verticale effective sur le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$.

2.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté : le matériau, les méthodes et les dispositifs expérimentaux qui seront utilisés pour obtenir les résultats expérimentaux des chapitres 3, 4 et 5.

Dans un premier temps, les principales caractéristiques du matériau étudié ont été présentées, à savoir, la composition minéralogique, la distribution granulométrique, les limites d'Atterberg, la courbe de compaction Proctor, ainsi que la méthode de préparation des éprouvettes. Ensuite, les différentes méthodes et techniques utilisées pour imposer la succion ont été décrites. Il s'agit bien de la méthode osmotique et de la technique d'humidité relative en utilisant les solutions salines saturées. La succion totale initiale, la composante osmotique, la courbe de rétention et la pression de préconsolidation ont été également présentées.

Pour mener des essais de fluage à température contrôlée, un nouveau dispositif œdométrique a été développé. L'imposition de la température est réalisée au moyen d'une enceinte climatique. Une série d'essais d'étalonnage de l'ensemble du dispositif (enceinte climatique, cellule œdométrique, capteurs de déplacement, capteur de force, régulateurs de pression...) a été

réalisée. Quant aux essais à succion contrôlée, les œdomètres osmotiques et à solutions salines ont fait l'objet d'une adaptation pour pouvoir réaliser des essais de fluage de longue durée. Une procédure expérimentale détaillée du début à la fin de l'essai a été proposée pour chaque appareil.

La dernière partie de ce chapitre a été consacrée à la validation du dispositif expérimental développé, étape indispensable avant son utilisation. Cette étape consistait, d'une part, à réaliser une série d'essais de répétabilité à température contrôlée, et d'autre part, à comparer les résultats obtenus à 20°C à l'état saturé avec les œdomètres osmotiques. La conduite de ces essais a été portée sur des éprouvettes compactées en suivant une même procédure de préparation. Les résultats d'essais de compressibilité et de fluage ont montré une répétabilité satisfaisante. La comparaison des résultats obtenus par les œdomètres osmotiques et à température contrôlée a permis, d'une part, de conclure que la taille de l'éprouvette n'a pas d'influence significative sur les paramètres de compressibilité et de fluage, et d'autre part, de vérifier la répétabilité des résultats obtenus avec les deux dispositifs et par conséquent valider les procédures expérimentales proposées.

Dans certaines applications telles que les géostructures énergétiques, le stockage de chaleur dans les remblais, l'enfouissement des câbles de haute tension et le stockage des déchets radioactifs, l'impact des variations de température sur le comportement du sol utilisé comme matériau de construction, et/ou du sol adjacent doit être pris en compte. En effet, ces variations pourraient avoir une incidence sur l'évolution des propriétés hydromécaniques, notamment la compressibilité et le fluage du sol et par conséquent altérer les performances à court et à long terme de ces structures.

L'objectif de ce chapitre est d'étudier le comportement thermo-mécanique d'une argile compactée à l'état saturé à court et à long terme. Ce chapitre regroupe l'ensemble des résultats des essais œdométriques conduits au moyen des œdomètres à température contrôlée.

La première partie de ce chapitre vise à évaluer l'influence des variations de température sur les paramètres de compressibilité, précisément, l'indice de compression C_c , l'indice de gonflement C_g , et la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p . Les résultats obtenus sont d'abord discutés et comparés avec les travaux existants, et interprétés ensuite dans le cadre du modèle de Cam-Clay. L'étude de l'effet de la température sur le comportement au fluage des sols fins compactés constitue l'essentiel de la seconde partie de ce chapitre. Le mode de détermination du coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ est d'abord défini, et les résultats d'essais effectués à température ambiante montrant l'évolution de ce coefficient en fonction du temps et de la contrainte verticale effective sont présentés. Ensuite, on s'intéressera aux effets de la variation de température sur le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$. Enfin, les relations entre le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$, l'indice de compression C_c , l'indice de compression incrémental C^*_c , la contrainte effective σ'_v et la

température seront analysées. Le concept C_{ae}/C_c de Mesri et Godlewski (1977) a été adopté pour analyser le comportement à long terme du sol argileux étudié avec la température.

3.1 Stratégie et programme expérimental

Le domaine d'étude en termes de température et de contrainte verticale appliquée ont été volontairement étendus afin de faciliter la mise en évidence des couplages. Les contraintes verticales ont été comprises entre 10 et 1280 kPa, et la température a été imposée entre 5 et 70°C. Par exemple, dans le contexte du stockage des déchets radioactifs à faible activité et à vie longue (FAVL), les contraintes verticales effectives attendues varient entre 360 et 500 kPa (correspondant aux profondeurs inférieures à 30 m), et les valeurs de température sont censées se situer entre 5 et 50°C (Andra, 2012, 2015). Le programme expérimental se compose de trois séries d'essais (Tableau 3.1).

- Série N°1 : les essais TE1a à TE4b visent à déterminer à l'état saturé, les paramètres de compressibilité (C_c , C_g et σ'_p) et à évaluer l'effet de la température sur ces paramètres. Les éprouvettes ont été chargées mécaniquement par paliers (de 10 à 1280 kPa). Chaque palier de chargement et de déchargement a été maintenu jusqu'à ce que la fin de la consolidation primaire (t_{100}) soit atteinte (cf. section 2.3.1.6). Les courbes de compressibilité à savoir l'indice des vides e en fonction des contraintes verticales σ'_v (e -log σ'_v), à différentes températures ont été déterminées.

- Série N°2 : les essais TE5 à TE9 visent à déterminer le coefficient de fluage C_{ae} et à étudier l'impact de la contrainte verticale effective et de la température sur ce coefficient. Après saturation, les éprouvettes ont été chargées par paliers jusqu'à une contrainte verticale donnée puis les paliers de fluage ont été effectués pendant 10 jours sous différentes contraintes verticales effectives (de 80 à 1280 kPa). Les courbes de consolidation (e -log t) pour différentes contraintes verticales effectives à différentes températures ont été déterminées. Les températures appliquées sont 5, 20, 50 et 70°C.

- Série n°3 : essais TE10 à TE15 visent à compléter les données expérimentales et à étudier la dépendance de C_{ae} du temps et de la contrainte verticale effective à 20°C, les éprouvettes ont été chargées par paliers jusqu'à une contrainte verticale donnée (10, 16, 30 et 60 kPa). Ensuite, les paliers de fluage ont été effectués pendant 10 jours sous différentes contraintes verticales effectives (de 80 à 640 kPa).

Tableau 3.1. Liste des essais œdométriques à température contrôlée.

Caractéristiques des essais thermomécaniques				Paramètres de compressibilité			Coefficient de fluage
N° Série	Température (°C)	Contrainte verticale (kPa)	Durée de palier	C _c (-)	C _g (-)	σ' _p (kPa)	C _œ (-)
1	5 - 20 - 50 - 70	10 - 1280	t ₁₀₀	✓	✓	✓	-
2	5 - 20 - 50 - 70	80 - 1280	10 jours	-	-	-	✓
3	20	80 - 640	10 jours	-	-	-	✓

Les caractéristiques initiales de l'ensemble des essais réalisés pour caractériser le comportement thermo-mécanique des éprouvettes compactées saturées sont résumées dans le Tableau 3.2. On y trouve aussi les détails sur les paliers de chargement, de fluage et de déchargement conduits dans chaque essai. Le numéro de chaque essai est précédé de lettres TE (Effet de Température).

Tableau 3.2. Caractéristiques de l'ensemble des essais réalisés

Éprouvette No.	T (°C)	État initial				Description détaillée des paliers de		
		H ₀ (mm)	w _i (-)	γ _{di} (Mg/m ³)	e ₀ (-)	Chargement (IL)	Fluage (ILCr)	Déchargement (UNL)
Série N° 1	TE 1a	5	10,04	15,74	1,75	0,513		
	TE 1b	5	10,05	15,74	1,75	0,514		
	TE 2	20	10,00	15,74	1,76	0,508	10-16-30-	
	TE 3a	50	10,00	15,98	1,75	0,512	50-80-120-	
	TE 3b	50	9,98	15,98	1,75	0,510	220-420-800-1280	1280-420-80-30-10
	TE 4a	70	10,10	16,96	1,74	0,522		
	TE 4b	70	9,96	16,96	1,76	0,501		
Série N° 2	TE 5	5	10,01	15,95	1,74	0,511		
	TE 6	20	10,07	16,50	1,74	0,521	10-16-30	80-210-420-680-1280
	TE 7	50	10,07	16,50	1,74	0,519		1280-420-80-30-10
	TE 8	50	10,07	16,50	1,74	0,521		
	TE 9	70	10,10	16,96	1,74	0,522		
Série N° 3	TE 10	20	10,09	15,75	1,74	0,506		80
	TE 11	20	10,01	15,75	1,75	0,506		120
	TE 12	20	9,98	15,75	1,75	0,510		160
	TE 13	20	10,02	15,95	1,75	0,511	10-16-30-60	80-160-320
	TE 14	20	10,04	15,95	1,74	0,514		120-240-480
	TE 15	20	9,98	15,95	1,76	0,506		160-320-640

3.2 Effet de la température sur la compressibilité

La Figure 3.1 montre la relation entre l'indice des vides e et la contrainte verticale effective σ'_v (e - $\log \sigma'_v$) avec une courbe typique e - $\log \sigma'_v$ à 20°C (Figure 3.1a) et des courbes e - $\log \sigma'_v$ à différentes températures à $t = t_{100}$ (Figure 3.1b). Deux essais œdométriques ont été réalisés à chaque fois à 5, 50 et 70°C en suivant le même chemin de chargement (Figure 3.1b). L'augmentation observée de l'indice des vides sous la contrainte verticale initiale correspond au gonflement induit par la saturation de l'éprouvette (Figure 3.1b). Cette augmentation est caractérisée par le potentiel de gonflement $\Delta H/H_0$, équivalent à $(\Delta e / (1+e_0))$. On peut observer à partir de la Figure 3.1b que ce paramètre diminue à des températures plus élevées ; par exemple, de 6,9% à 1,1% quand la température augmente de 20 à 70°C. Néanmoins, le potentiel de gonflement $\Delta H/H_0$ mesuré à 5°C est plus faible que celui mesuré à 20°C. Dans la phase de déchargement, les courbes de compressibilité sont caractérisées par des pentes fortement accentuées avec des valeurs élevées de l'indice de gonflement C_{g-UNL} (Tableau 3.3). Ce comportement est lié au caractère gonflant de l'argile étudiée. La Figure 3.1b montre également qu'à température constante, l'indice des vides diminue avec l'augmentation de la contrainte verticale. À contrainte verticale constante, l'indice des vides diminue également avec l'augmentation de la température, ce qui indique que le sol devient plus compressible et la courbe de compressibilité se déplace vers les contraintes verticales plus faibles.

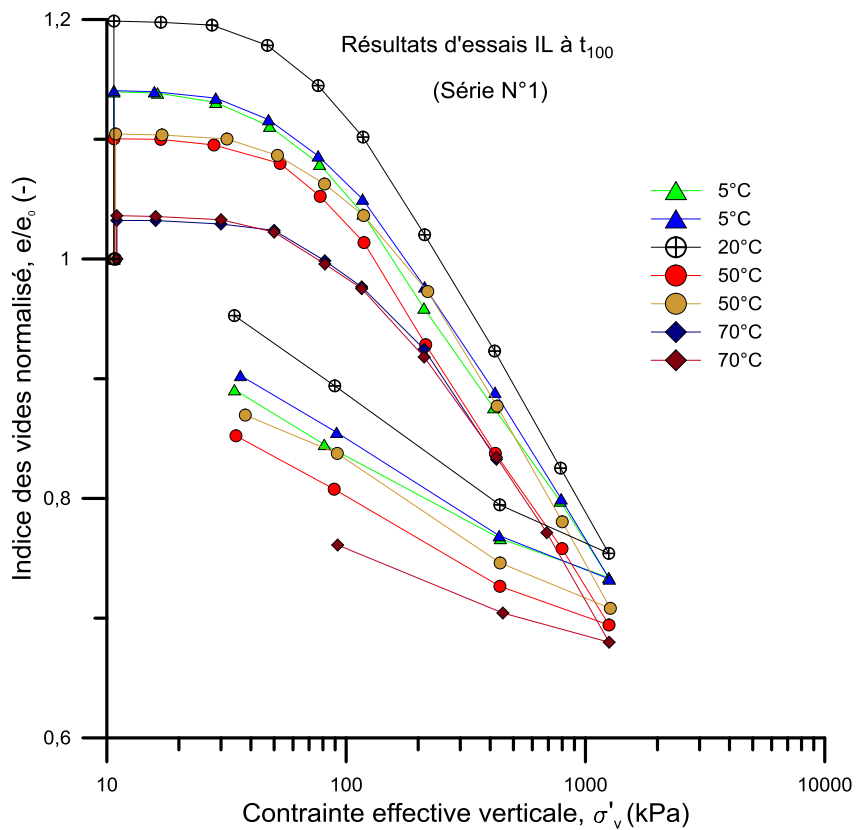
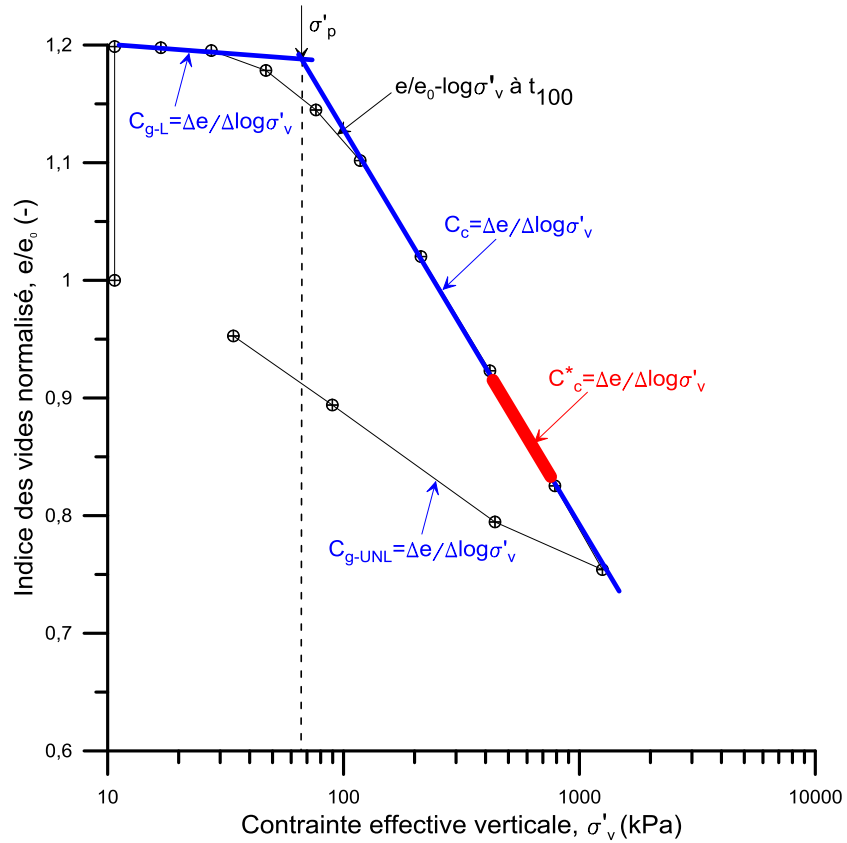


Figure 3.1. Courbes de compressibilités à t_{100} : (a) e - $\log \sigma'_v$ à 20°C ; (b) e - $\log \sigma'_v$ à $5, 20, 50$ et 70°C .

3.2.1 Effet de la température sur les indices de gonflement et de compression

À partir des courbes ($e - \log \sigma'_v$) obtenues à différentes températures à t_{100} (Figure 3.1b), l'indice de compression C_c et l'indice de gonflement C_{g-L} ont été calculés comme illustré graphiquement dans la Figure 3.1a. Les valeurs de C_c et de C_{g-L} , qui sont définies comme la pente de la ligne de compression vierge (NCL) et la pente de la ligne de gonflement, respectivement, sont données dans le Tableau 3.3. La Figure 3.2a montre la variation des indices de compression et de gonflement en fonction de la température. D'après les résultats expérimentaux obtenus, résumés dans le Tableau 3.3, il apparaît que les indices de compression et de gonflement ne varient que très légèrement avec la température. En moyenne, l'indice de compression C_c et l'indice de gonflement C_g sont respectivement de 0,161 et 0,007.

3.2.2 Effet de la température sur la contrainte de préconsolidation apparente

La contrainte de préconsolidation apparente σ'_p des éprouvettes testées a été évaluée à l'aide de la méthode représentée graphiquement à la Figure 3.1a. Les contraintes de préconsolidation apparentes déterminées pour les éprouvettes testées à 5, 20, 50 et 70°C sont données dans le Tableau 3.3. La relation contrainte de préconsolidation apparente σ'_p - température a été représentée sur la Figure 3.2b. Au fur et à mesure que la température du sol augmente, la contrainte de préconsolidation apparente diminue. Par exemple, le pourcentage de diminution de la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p est de 14,9% quand la température passe de 5 à 70°C. Cela correspond à un écrouissage négatif ou un radoucissement du sol.

Tableau 3.3. Influence de la température sur $\Delta h/H_0$, C_c , C_{g-L} , C_{g-UNL} et σ'_p .

T (°C)	$\Delta h/h_0$ (%)	C_c (-)	C_{g-L} (-)	C_{g-UNL} (-)	σ'_p (kPa)
5	4,79	0,163	0,008	0,059	68
5	4,84	0,155	0,011	0,066	68
20	6,70	0,172	0,005	0,072	67
20	6,85	0,160	0,013	0,067	65
50	3,43	0,161	0,006	0,059	63
50	3,51	0,162	0,005	0,058	62
70	1,10	0,158	0,004	0,047	58
70	1,29	0,158	0,004	0,047	58

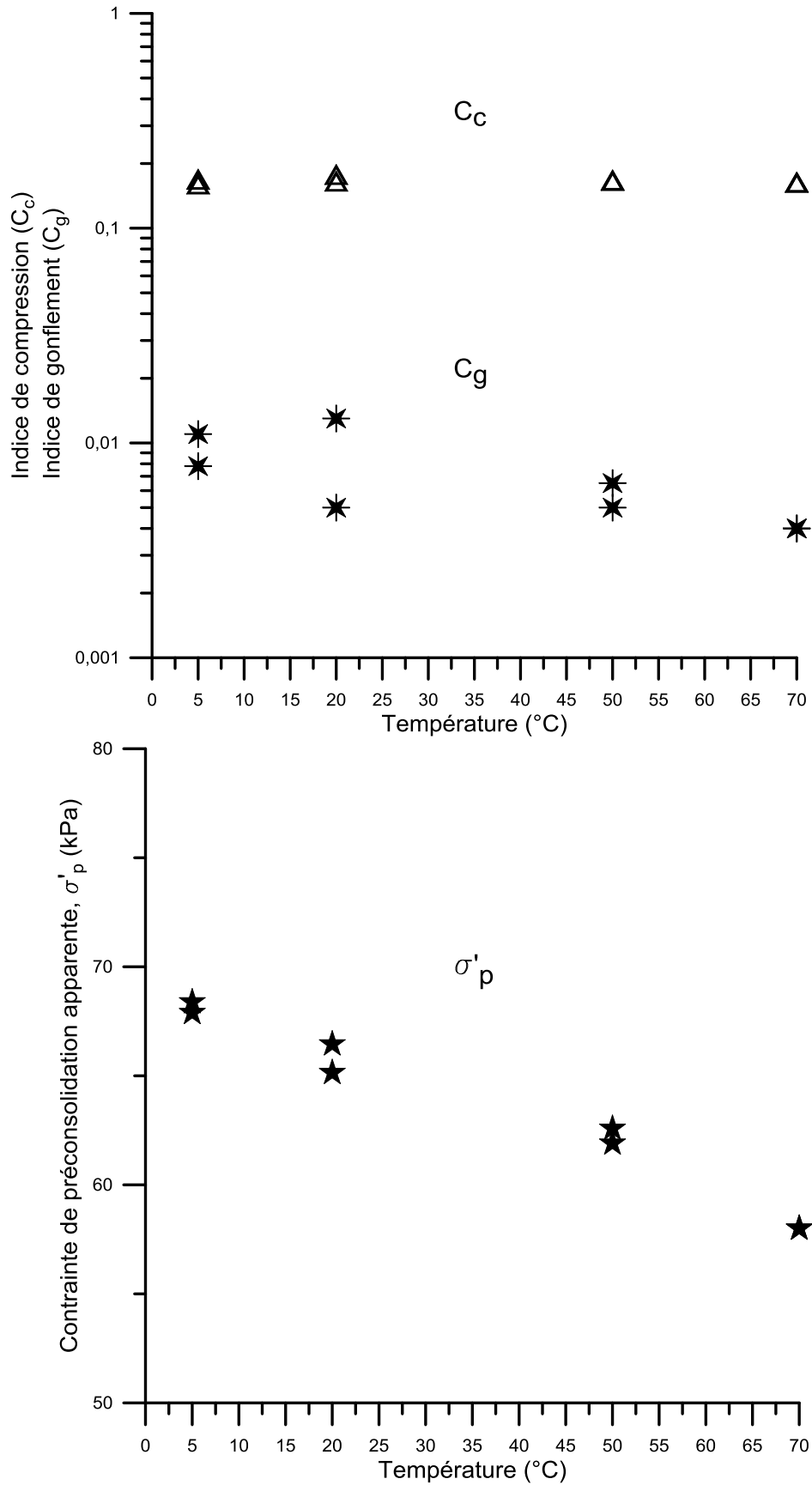


Figure 3.2. Effet de la température sur les paramètres de compressibilité : (a) indice de gonflement C_{g-L} , indice de compression C_c , et (b) contrainte de préconsolidation apparente σ'_p .

3.2.3 Interprétation de l'effet de température sur la compressibilité

Plusieurs autres modèles ont été proposés dans la bibliographie pour décrire l'évolution de la contrainte de préconsolidation apparente en fonction de la température (e.g. Laloui et Cekerevac, 2008 ; Cui et al., 2000). Hueckel et Borsetto (1990) ont été les premiers à proposer une extension du modèle Cam-Clay modifié pour tenir compte de l'effet de la température dans le cas des sols saturés :

$$p_0^*(T) = p_0^*(T_0) + \alpha_1 \Delta T + \alpha_2 \Delta T |\Delta T| \quad (3.1)$$

où p_0^* est la pression de préconsolidation à l'état saturé à une température de référence T_0 (température ambiante), T est la température actuelle, $\Delta T = T - T_0$ représente la différence de température par rapport à une température de référence et α_1 et α_2 sont des coefficients dépendant de la sensibilité thermique du sol. ΔT , α et p_0^* ont été déterminés en ajustant les valeurs des résultats expérimentaux (limite élastique par rapport à la température) (Tableau 3.4). Ensuite, la limite élastique $p_0^*(T)$ à différentes températures a été calculée à l'aide de l'équation (3.1).

Selon le modèle Cam Clay, une augmentation de la pression p , dans le domaine élastique induit une déformation volumétrique de compression donnée par :

$$d\varepsilon_{vp}^e = \frac{\kappa}{1 + e_0} \frac{dp}{p} \quad (3.2)$$

Lorsque la pression verticale effective p atteint la valeur de la limite élastique p_0 , la déformation volumétrique plastique peut être calculée à partir de l'équation suivante :

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{1 + e_0} \frac{dp_0}{p_0} \quad (3.3)$$

La déformation volumétrique totale est donnée par :

$$d\varepsilon_{vp} = \frac{\lambda(0)}{1 + e_0} \frac{dp_0}{p_0} \quad (3.4)$$

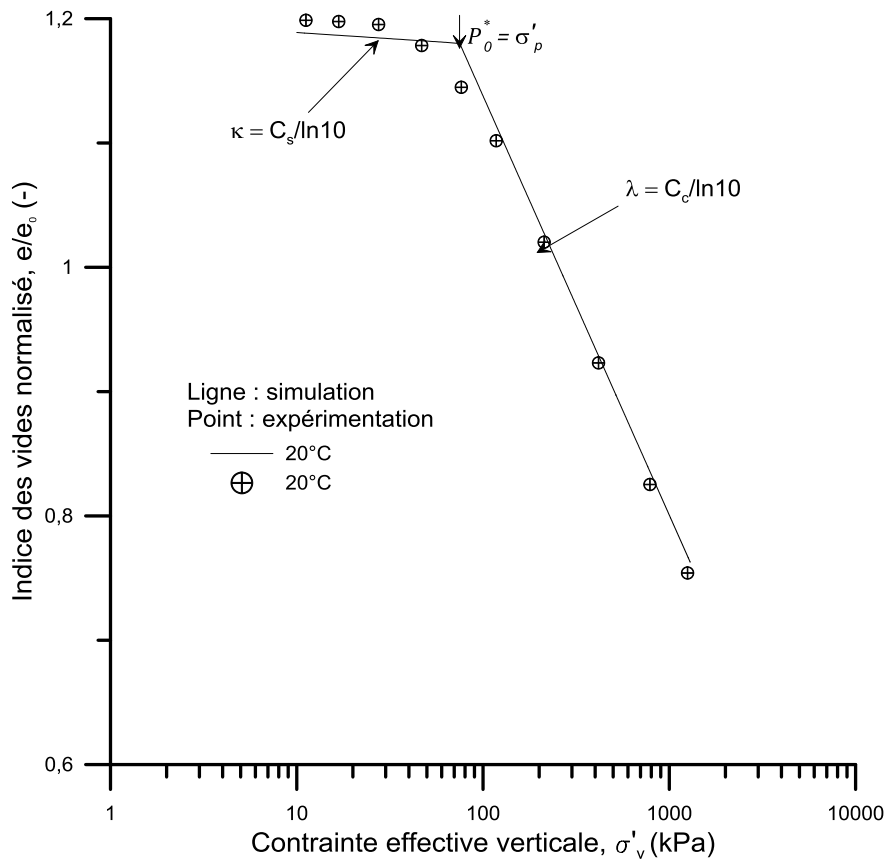
Dans ce modèle, l'indice de compression (C_c) et l'indice de gonflement (C_g) sont liés à $\lambda(0)$ ($\lambda = C_c / \ln 10$) et κ ($\kappa = C_g / \ln 10$), respectivement.

En se basant sur les lois d'érouissage du modèle Cam-Clay, le comportement de compressibilité du sol à différentes températures peut être décrit (Figure 3.3a). La Figure 3.3 montre la cohérence des simulations basées sur le modèle et les résultats expérimentaux concernant les courbes de compressibilité ($e - \log \sigma'_v$) à t_{100} pour différentes températures (5, 20,

50 et 70°C). Un déplacement des courbes de compressibilité vers la gauche (contraintes faibles) dans le (e-log σ'_v) est observé. λ et κ changent très légèrement avec la température, l'effet de la température est par conséquent traduit par la contraction du domaine élastique et la diminution de la limite élastique p^* .

Tableau 3.4. Paramètres constitutifs calibrés utilisés dans les simulations de Figure 3.3.

C_c (-)	$\lambda(0)$ (-)	C_g (-)	κ (-)	p^*_0 (kPa)	α_1 (1/°C)	α_2 (1/°C)
0,161	0,070	0,007	0,003	66,28	-0,0909	-0,0008



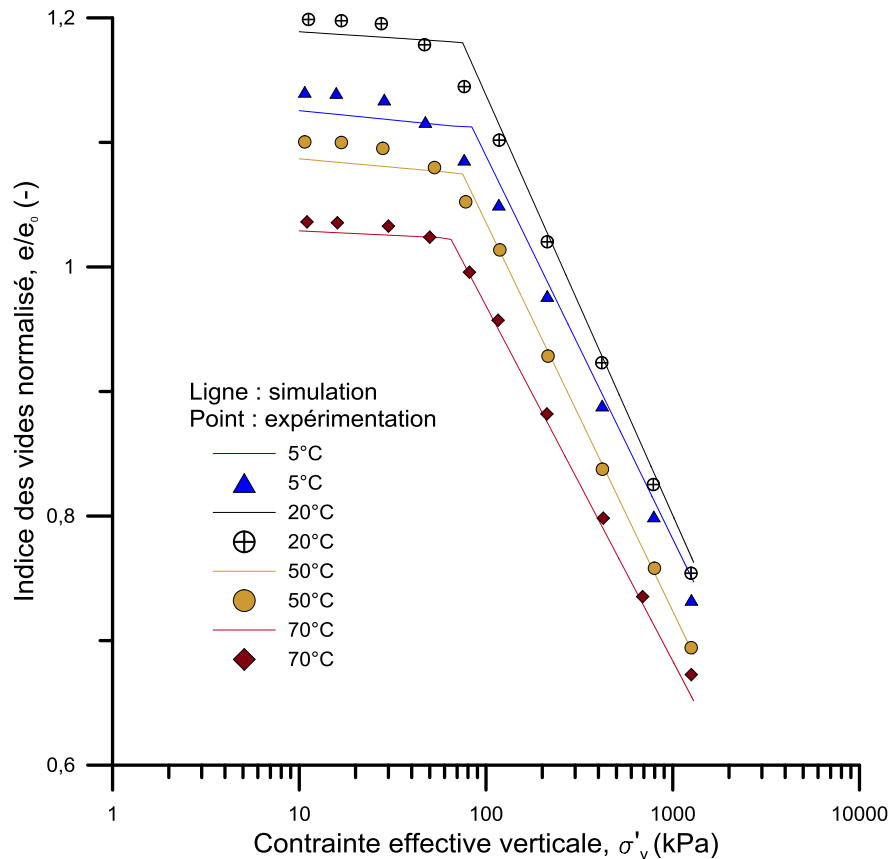


Figure 3.3. Comparaison de la mesure et de la prédiction de la relation indice des vides normalisé- contraintes verticales : (a) Définition des paramètres de compressibilité à 20°C ; (b) Simulation des résultats obtenus à différentes températures.

3.2.4 Discussion

Les résultats expérimentaux obtenus dans cette étude montrent que la température modifie très légèrement l'indice de compression C_c et l'indice de gonflement C_g . Dans le cas d'une argile illitique remaniée, Campanella et Mitchell, (1968) ont indiqué que les variations de C_c et C_g avec la température étaient négligeables. Ce phénomène a été confirmé par la suite par de nombreux autres auteurs (Tidfors et Sallfors, 1989 ; Burghignoli et al., 2000 ; Cekerevac et al., 2002 ; Sultan et al., 2002 ; Cekerevac et Laloui, 2004). De plus, tous les essais effectués à différentes températures ont montré une augmentation de l'indice de gonflement C_g lors du déchargement (C_{g-UNL}). Ce comportement est généralement associé au caractère gonflant de l'argile (Picarelli et Di Maio, 2010 ; Tang et Cui, 2010 ; Weimin et al., 2014 ; Khemissa et al., 2018). Mohajerani et al. (2011) et Crisci et al. (2017) ont établi un lien entre l'augmentation de l'indice de gonflement observé et la dégradation mécanique du matériau lorsqu'il est soumis à des contraintes élevées et à divers cycles de chargement et de déchargement.

L'effet de la température sur la contrainte de préconsolidation apparente a été étudié. Les résultats obtenus ont montré une diminution de ce paramètre avec l'augmentation de la température. Comme le montre la Figure 3.4, de nombreux chercheurs (Tidfors et Sallfors, 1989

; Eriksson, 1992 ; Boudali et al., 1994 ; Moritz, 1995 ; Cekerevac et al., 2002 ; Marques et al., 2004) ont obtenu des résultats similaires sur des sols compactés et naturels. Ce phénomène pourrait être lié à la réduction de la viscosité de l'eau adsorbée des particules d'argile (Tidfors et Sällfors, 1989). Dans le cas d'un sol fin, Jamin (2003) a expliqué la diminution de la contrainte de préconsolidation par les effets de la température sur la double couche diffuse et sur la viscosité de l'eau. En effet, la déformation plastique des argiles correspond à une augmentation du nombre de contacts minéral-minéral au lieu de contacts minéral-eau-minéral. Par ailleurs, la réduction de la viscosité de l'eau adsorbée facilite la formation de contacts minéral-minéral et produit donc des déformations plastiques traduites par la réduction du domaine élastique (Shariatmadari et Saeidijam, 2011).

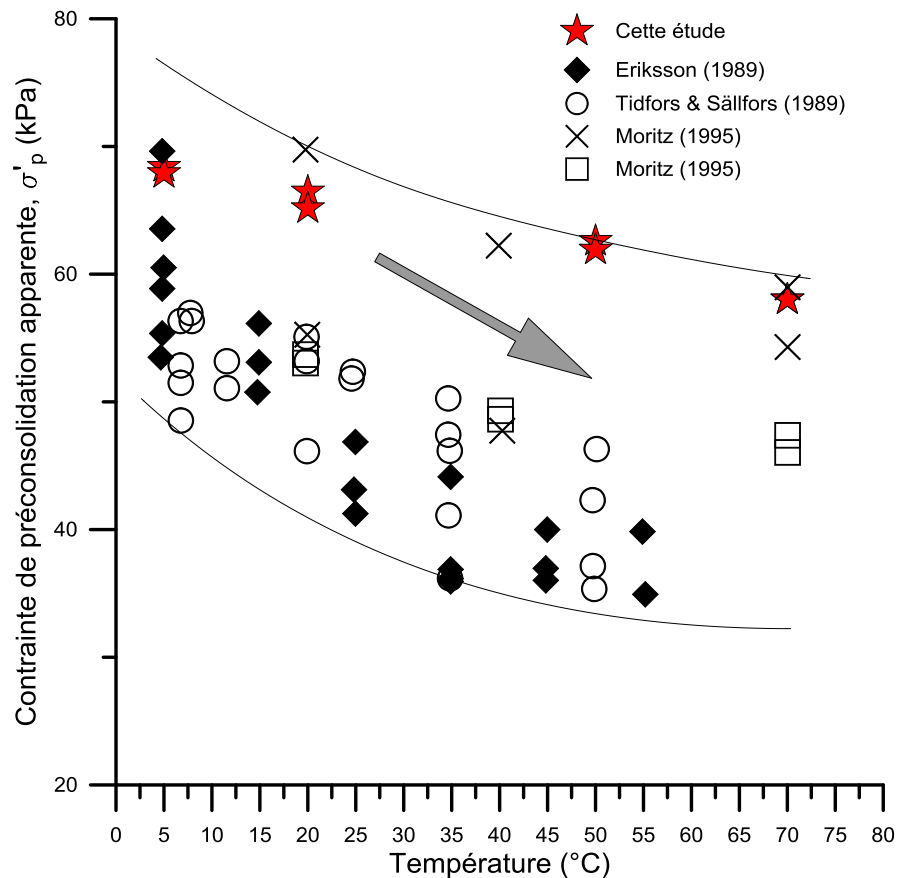


Figure 3.4. Évolution de la contrainte de préconsolidation apparente en fonction de la température : comparaison des résultats obtenus avec des essais de compression œdométrique sur différents matériaux argileux (Eriksson 1989; Tidfors and Sällfors 1989; Moritz 1995).

Ces essais ont montré que l'augmentation de la température dans un intervalle de 5 à 70 °C, n'a qu'un effet négligeable sur les paramètres C_c et C_g , et que cette augmentation diminue la contrainte de préconsolidation apparente du sol étudié.

3.3 Effet de la température sur le comportement à long terme (fluage)

3.3.1 Détermination du coefficient de fluage

Pour rappeler la méthode d'identification du coefficient de fluage de cette étude, un exemple de courbe de consolidation, variation de l'indice des vides avec le logarithme du temps (e -log t), à un palier de chargement est présenté (Figure 3.5). Dans le cadre de cette étude, pour des essais œdométriques conduits sur des éprouvettes de faibles épaisseurs (10 mm), nous avons supposé que le fluage est négligeable pendant la phase de la consolidation primaire, et il ne commence qu'à partir de t_{100} . Cette supposition, hypothèse A, a été également proposée par d'autres chercheurs pour les essais de laboratoire (cf. section 1.3.1). Le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ est exprimé par l'équation 1.3 (cf. section 1.3.2).

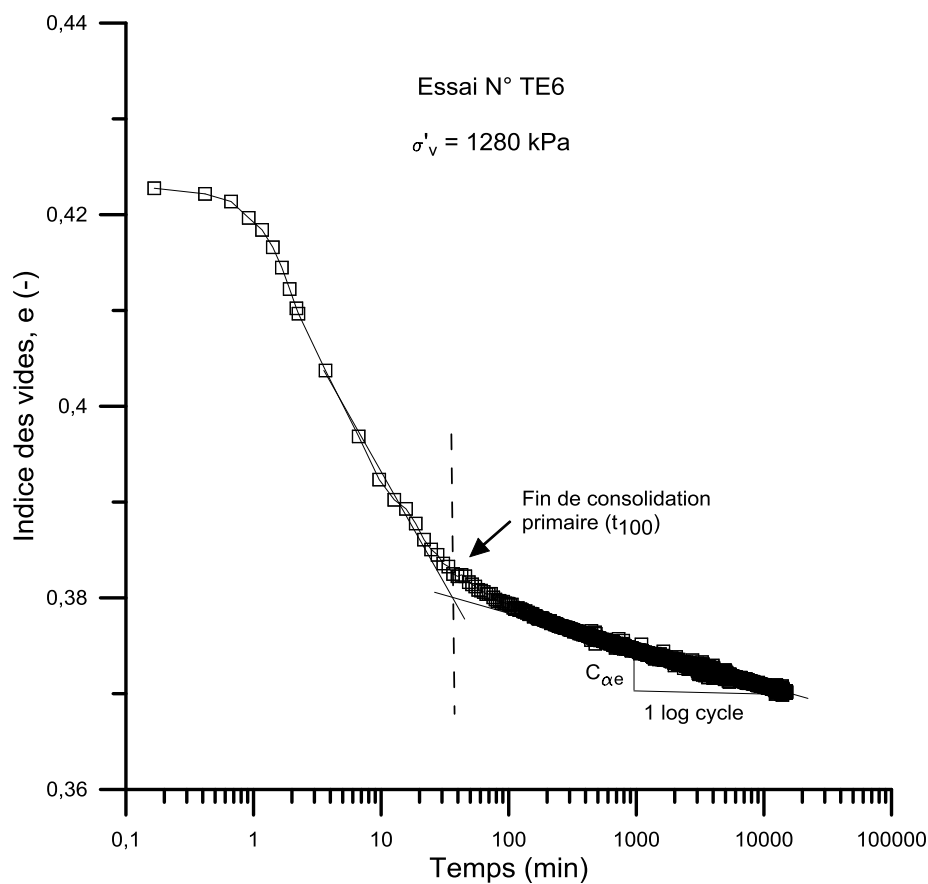


Figure 3.5. Variation de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps, palier de fluage de 1280 kPa à 20°C.

3.3.2 Effet de la contrainte verticale effective sur $C_{\alpha e}$ à température ambiante

La Figure 3.6 montre les courbes e -log t à différentes contraintes verticales effectives de l'éprouvette TE5 (Température $T=20^\circ\text{C}$). On constate qu'à partir de 30 kPa de contrainte verticale, les pentes de la consolidation secondaire évoluent en fonction du temps. On peut

également observer que ces pentes varient en fonction de la contrainte verticale effective, et que la déformation due au fluage augmente avec l'augmentation de cette contrainte.

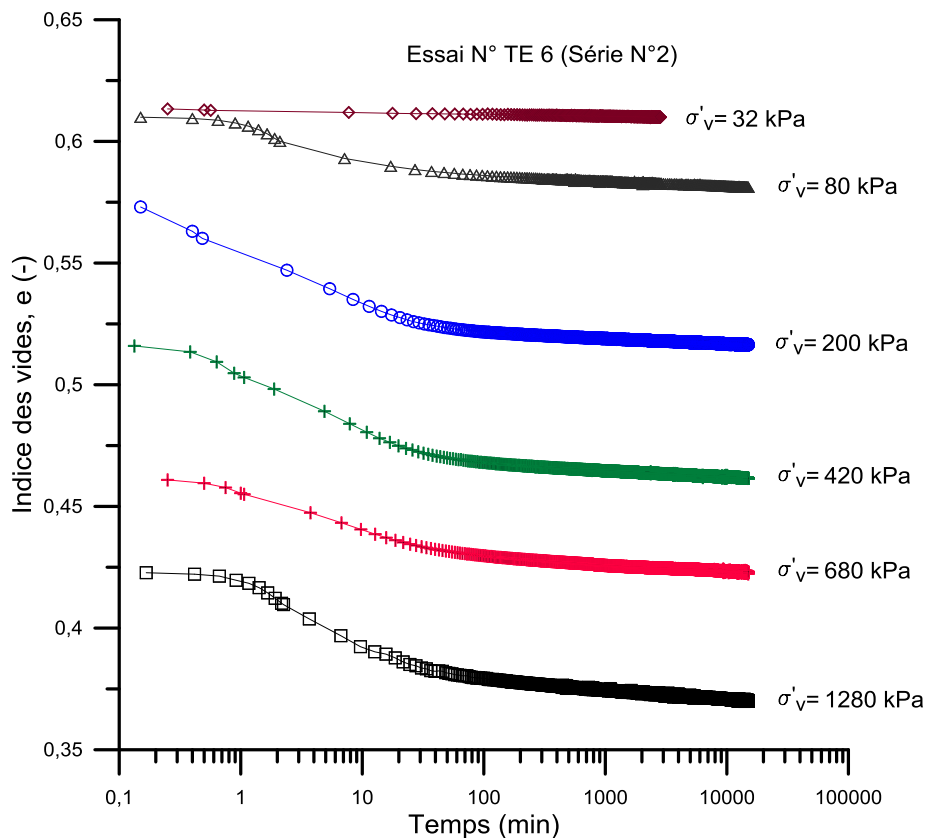


Figure 3.6. Variation de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps sous différentes contraintes verticales effectives à 20°C.

La Figure 3.7 montre la relation entre C_{ae} et le logarithme du temps pendant la consolidation secondaire, où t_{100} correspond au temps de la fin de la consolidation primaire et par conséquent au début de la consolidation secondaire. Le t_{100} obtenu pour chaque contrainte verticale est différent. Par ailleurs, l'échelle de temps a été normalisée par t_{100} correspondant afin de pouvoir comparer les deux courbes. En fonction de la forme des courbes C_{ae} -log t pour une contrainte effective donnée, on peut noter que C_{ae} décroît considérablement avec le temps au début du palier de fluage puis se stabilise à $(t - t_{100}) / (t_{100})$ proche de 100, ce qui correspond à 14000 min (environ 10 jours). Par conséquent, 10 jours suffisent pour déterminer C_{ae} . En ce qui concerne la variation de C_{ae} avec le temps pendant la phase de consolidation secondaire, il a été observé que C_{ae} diminue de manière plus marquée à 1280 kPa par rapport à 680 kPa. À 1280 kPa, C_{ae} diminue rapidement, pendant la première heure, de $9,5 \cdot 10^{-3}$ à $5,8 \cdot 10^{-3}$, suivi d'une période intermédiaire à une vitesse lente où C_{ae} atteint une valeur finale de $3,8 \cdot 10^{-3}$. Alors qu'à 680 kPa, C_{ae} diminue lentement de $5,9 \cdot 10^{-3}$ à $4,9 \cdot 10^{-3}$, suivi d'une période intermédiaire où C_{ae} diminue plus lentement pour atteindre une valeur finale de $2,6 \cdot 10^{-3}$. Ces résultats confirment la

dépendance de $C_{\alpha e}$ à la fois au temps et à l'intensité de la contrainte effective pour des sols compactés.

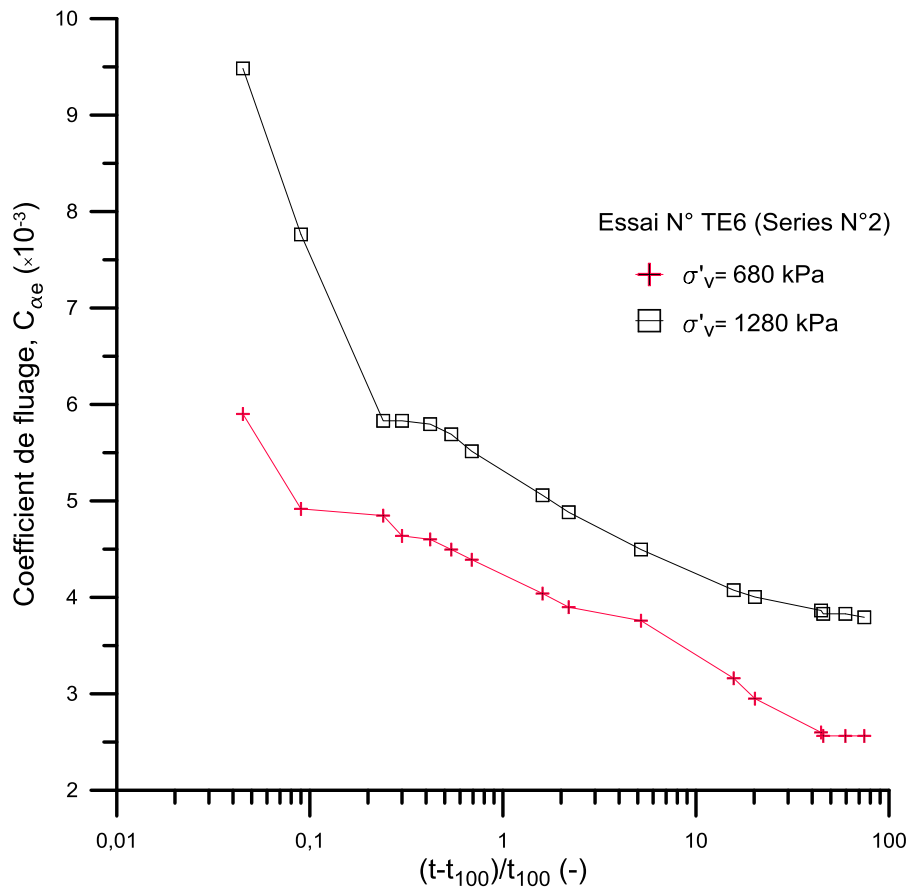


Figure 3.7. Évolution de $C_{\alpha e}$ avec le niveau de contrainte en fonction de $\log(t-t_{100})/t_{100}$ à 20°C.

3.3.3 Effet de la température sur le coefficient de fluage

Pour étudier l'effet combiné de la température et de la contrainte verticale effective sur le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$, des essais œdométriques de fluage avec chargement incrémental ILCr ont été effectués à 5, 20, 50 et 70°C (Tableau 3.1). Dans cette étude, les incréments de chargement avant le fluage ont été conservés, jusqu'à ce que la fin de la consolidation primaire soit atteinte. La durée de chaque palier de fluage (ILCr) était au moins de dix jours (Tableau 3.1). L'évolution du coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ par rapport à la contrainte verticale à différentes températures est illustrée à la Figure 3.8. Le coefficient $C_{\alpha e}$ augmente avec l'augmentation de la contrainte verticale et la température. Ce phénomène est d'autant plus marqué que la contrainte verticale effective est forte. Néanmoins, une dispersion a été observée dans les phases initiales de chargement jusqu'à 400 kPa, ce qui pourrait être une conséquence de la petite dispersion entre les indices des vides initiaux des éprouvettes, du taux de chargement mécanique et de l'intervalle de chargement. Indépendamment de cela, la dépendance de $C_{\alpha e}$ sur la contrainte verticale effective appliquée et la température peut être facilement observée.

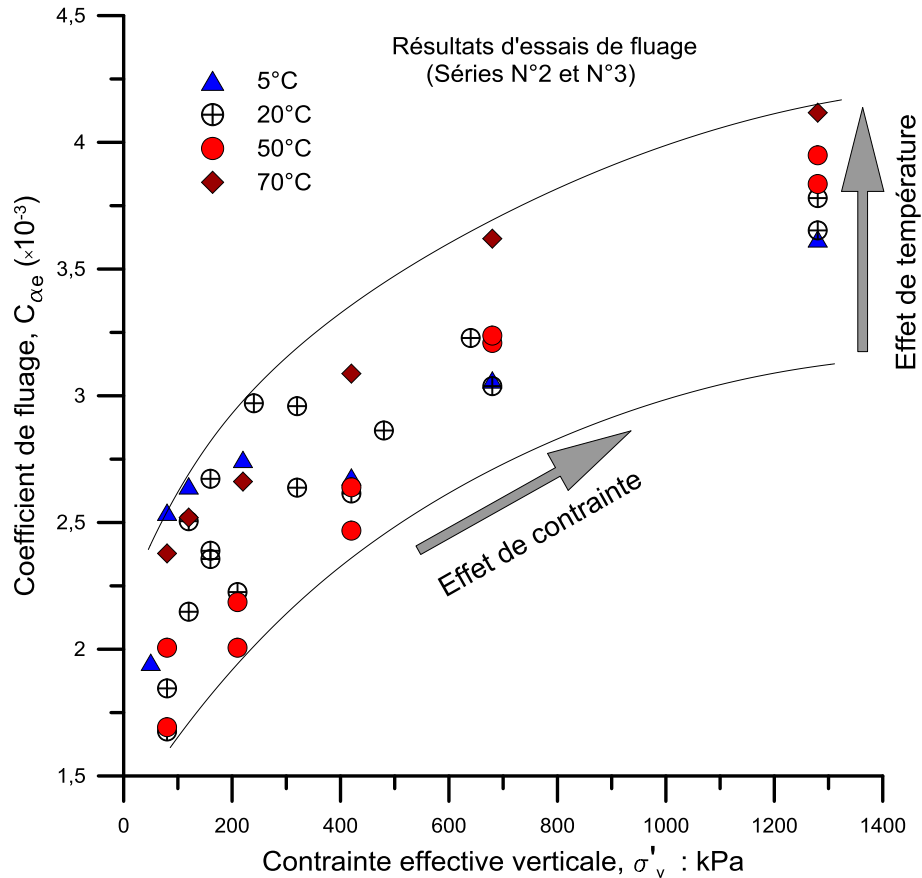


Figure 3.8. Coefficient de fluage en fonction de contrainte verticale effective à différentes températures.

Pour analyser davantage l'effet de la température, les valeurs déterminées de $C_{\alpha e}$ pour deux valeurs de contrainte effective ont été comparées. La Figure 3.9 montre l'intervalle de variation du coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ avec la température pour des contraintes effectives plus élevées correspondant à 680 et 1280 kPa. Une augmentation du coefficient de fluage avec l'augmentation de la température peut être observée. Sous la contrainte verticale effective de 1280 kPa, le pourcentage d'augmentation de $C_{\alpha e}$ est de 13,6 % lorsque la température augmente de 5 à 70°C.

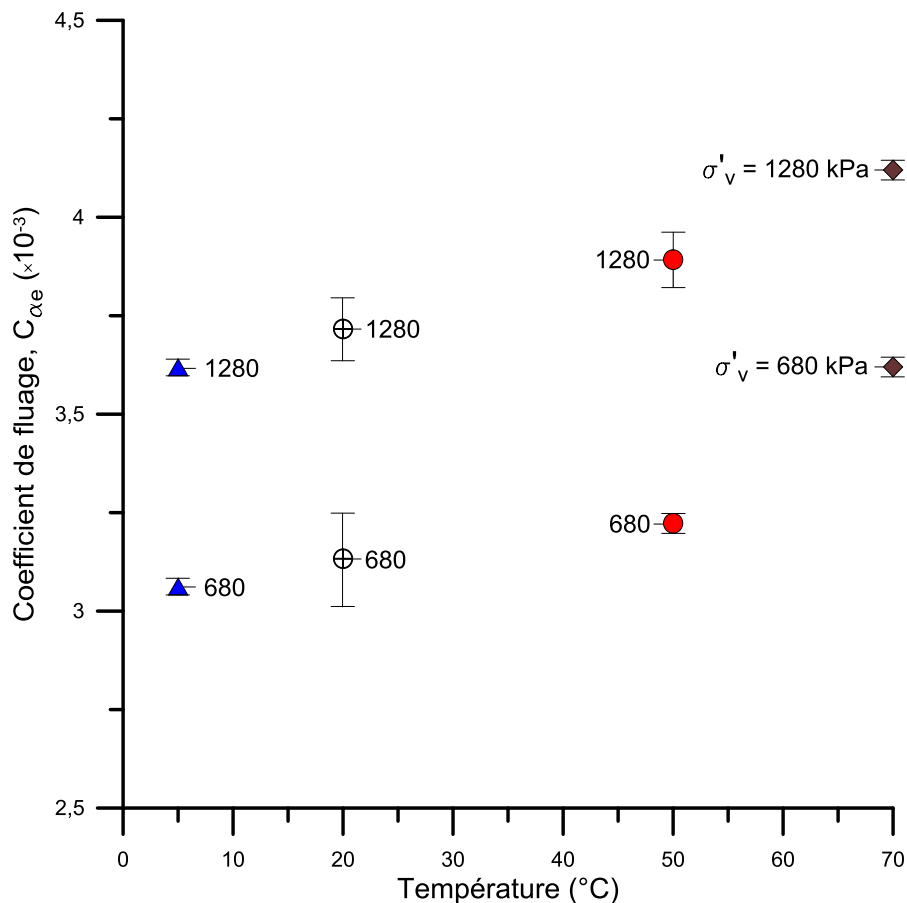


Figure 3.9. Évolution de C_{α_e} avec la température à $\sigma'_v = 680$ kPa and $\sigma'_v = 1280$ kPa.

3.3.4 Effet de la température sur le rapport C_{α_e}/C_c

Mesri et Godlewski (1977) ont constaté que le rapport C_{α_e}/C_c est constant pour un sol donné. Similairement, pour le même type de sol, Leroueil et al. (1985) ont montré que le paramètre α , la pente de la variation de la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p avec la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_v$ est égale au rapport C_{α_e}/C_c ($\alpha = C_{\alpha_e}/C_c = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$). Par conséquent, pour un sol dont on connaît le paramètre α et l'indice de compression C_c , le coefficient de fluage C_{α_e} peut être estimé (cf. section 1.3.3).

Pour évaluer le rapport C_{α_e}/C_c du matériau étudié, ainsi que sa dépendance à la température, pour chaque essai de fluage à température contrôlée, la valeur maximale de C_{α_e} qui correspond à la contrainte verticale effective la plus élevée (1280 kPa) a été sélectionnée. Le Tableau 3.5 résume les valeurs du rapport C_{α_e}/C_c à différentes températures. La relation entre le maximum de C_{α_e} et C_c pour chacune des quatre températures montre que ce rapport C_{α_e}/C_c est relativement stable, dans l'intervalle de 0,02-0,06 proposé par Mesri et Godlewski (1977) pour un certain nombre de limons et d'argiles inorganiques.

Les résultats obtenus montrent que le rapport C_{ae}/C_c est sensible à une augmentation de température. Comme l'indice de compression C_c ne change que légèrement avec la température, l'augmentation du C_{ae}/C_c est essentiellement due à l'accroissement du coefficient de fluage C_{ae} avec l'augmentation de la température. À partir de ces résultats, le rapport C_{ae}/C_c du sol compacté étudié paraît dépendant de la température.

Tableau 3.5. Influence de la température sur C_c , C_{ae} et le rapport C_{ae}/C_c à $\sigma'_v = 1280$ kPa.

T (°C)	C_c (-)	$C_{ae} (\times 10^{-3})$	C_{ae} (-)	C_{ae}/C_c (-)
5	0,163	3,619	0,0036	0,022
20	0,172	3,780	0,0038	0,022
50	0,161	3,949	0,0040	0,025
70	0,158	4,112	0,0041	0,026

3.3.5 Effet de la température sur le rapport C_{ae}/C_c^*

L'utilisation de l'indice de compression incrémental permet d'analyser l'influence du niveau de contrainte verticale notamment sur la relation entre la compression primaire et secondaire. Cette approche a été adoptée par d'autres chercheurs (e.g. Graham et al., 1983 ; Deng et al., 2012 ; Powell et al., 2012). L'indice de compression incrémental C_c^* a été défini (équation (3.5)) comme la variation de l'indice des vides pendant l'incrément de charge pour les éprouvettes de la série N°1 (Figure 3.1a).

$$C_c^* = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (3.5)$$

où C_c^* est l'indice de compression incrémental ; Δe est la variation de l'indice des vides pendant un incrément de charge ; $\Delta \log \sigma'_v$ est la variation de la contrainte pendant le même incrément de charge. La Figure 3.10 montre que, pendant les paliers de chargement initiaux, C_c^* augmente d'abord plus rapidement et presque linéairement avec la contrainte verticale effective, puis plus lentement et finalement tend vers une valeur constante pour les paliers de chargement finaux. La Figure 3.10 montre également qu'à des contraintes verticales plus élevées de 400 kPa à 1280 kPa, l'indice de compression incrémental C_c^* ne varie que légèrement avec la température, en particulier à 20 et 50°C.

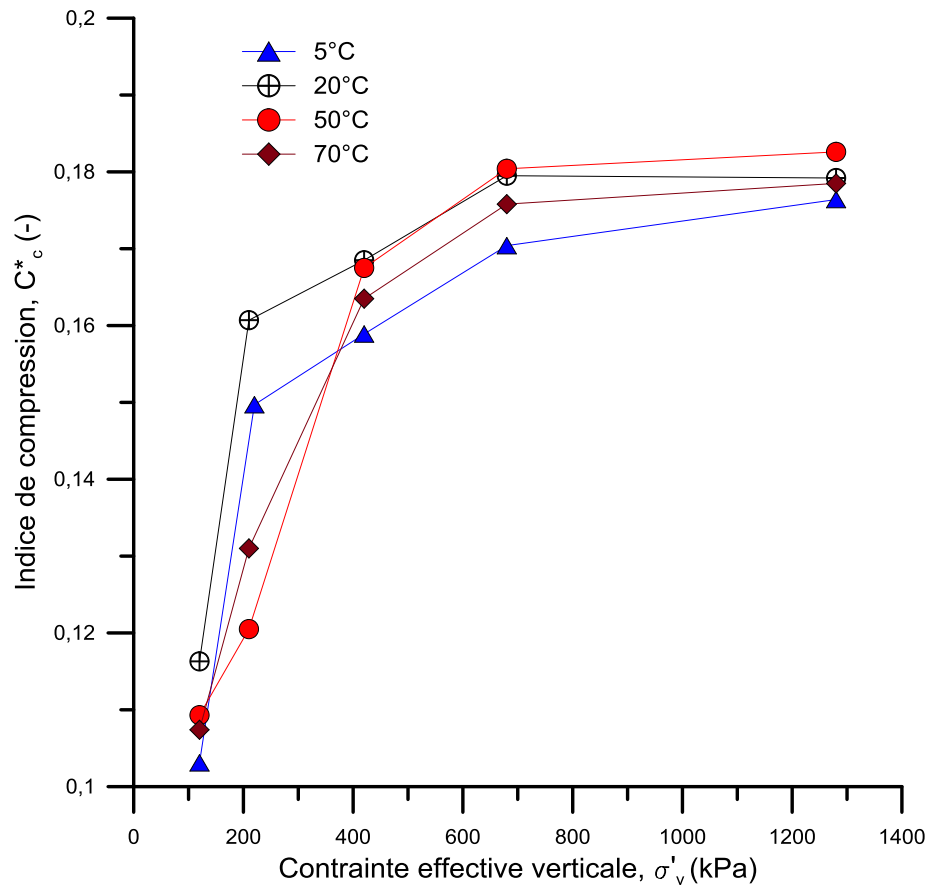


Figure 3.10. Variation de C^*_c avec la contrainte verticale à différentes températures.

L'analyse mentionnée ci-dessus a montré que l'indice de compression incrémental C^*_c et l'indice de compression secondaire C_{ae} varient en fonction de contrainte verticale effective appliquée. La relation entre C_{ae} et C^*_c à différentes températures a été étudiée (Figure 3.11). Cette évolution montre une valeur limite de C^*_c égale à 0,16, correspondant à une contrainte verticale effective de 420 kPa. L'évolution de C_{ae} avec C^*_c est assez constante à des valeurs C^*_c inférieures à 0,16 alors que C_{ae} augmente de manière plus marquée avec des valeurs C^*_c supérieures à 0,16. En ce qui concerne les valeurs C^*_c au-dessus de la valeur limite, C_{ae} augmente linéairement avec C^*_c (Figure 3.11). Il a été constaté que le rapport C_{ae}/C^*_c augmente avec l'augmentation de la température (Figure 3.12). La Figure 3.12 montre également l'évolution du rapport C_{ae}/C_c avec la température.

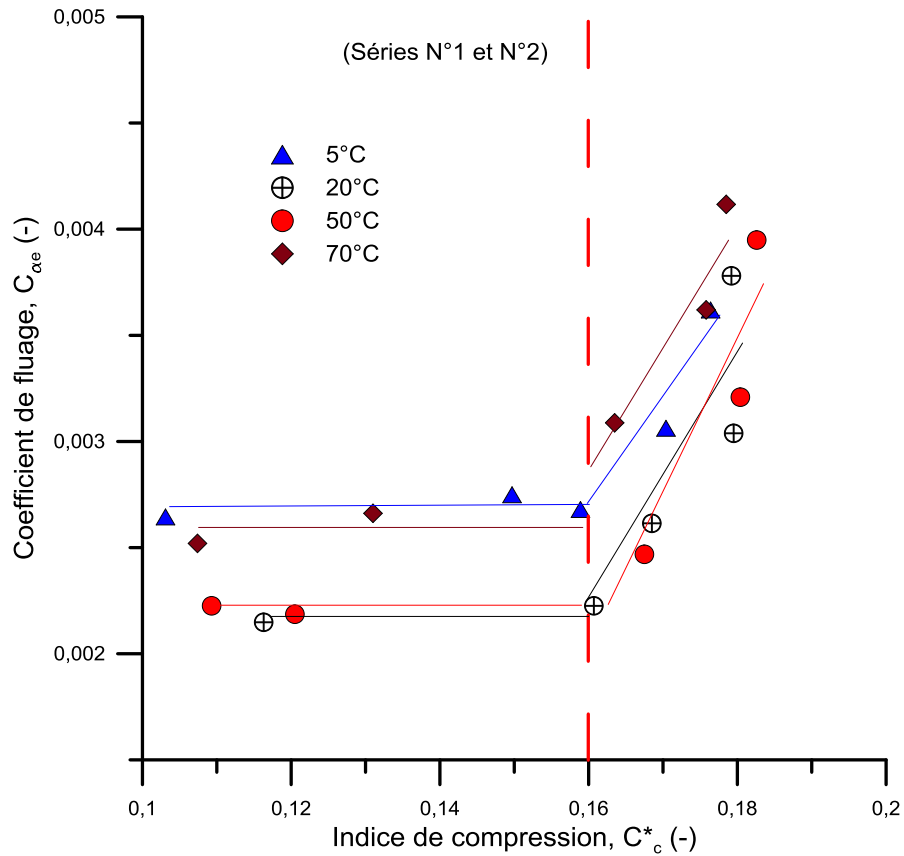


Figure 3.11. Évolution de C_{α_e} versus C^*_c .

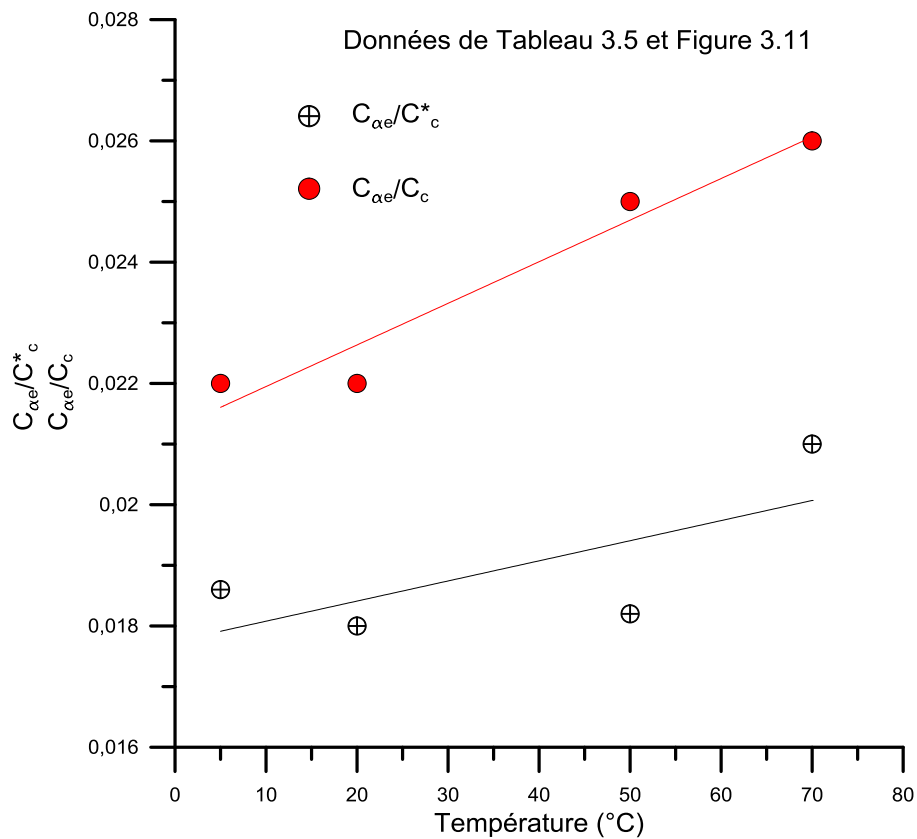


Figure 3.12. C_{α_e} / C_c et C_{α_e} / C^*_c en fonction de la température.

À partir des résultats obtenus, on peut conclure que le concept de rapport $(C_{ae}/C_c^*)=Constante$ peut également être appliqué au matériau utilisé dans cette étude dans la gamme de C_c^* supérieure à 0,16. En conclusion, ces résultats montrent que le rapport de C_{ae}/C_c^* pourrait être supposé dépendant de la température pour le sol compacté étudié.

3.3.6 Discussion

L'effet de la température sur le comportement dépendant du temps (fluage) d'un sol argileux compacté a été étudié. Dans le cadre de cette étude, pour des essais œdométriques conduits sur des éprouvettes de faibles épaisseurs (10 mm), nous avons supposé que le fluage commence à la fin de la consolidation primaire (t_{100}). Cette supposition, a été également proposée par d'autres chercheurs (Ladd et al., 1977 ; Mesri et Godlewski, 1977 et Mesri et Choi, 1985). Le fluage est quantifié par le coefficient de fluage C_{ae} égale à la pente de la partie finale de la courbe e-log t, qui est généralement linéaire.

Les résultats obtenus ont montré que C_{ae} augmente avec l'augmentation de la contrainte verticale effective. Ce résultat a été observé pour toutes les éprouvettes testées dans la gamme de contraintes verticales appliquées étudiée.

Nous avons constaté que C_{ae} augmente avec l'augmentation de la température. Par exemple, sous la contrainte verticale effective de 1280 kPa, le pourcentage d'augmentation de C_{ae} est de 13,6 % pour une augmentation de la température de 5 à 70°C. Dans la bibliographie, les travaux expérimentaux menés sur des argiles naturelles et parfois légèrement cimentées ont démontré la dépendance de C_{ae} à la température.

En réalisant des essais œdométriques de fluage sur de l'argile de Bryce à différentes températures (de 5 à 50°C), Green (1969) a constaté que l'effet de la température est plus prononcé sur C_{ae} à faible contrainte effective. Il a montré que sous une contrainte effective constante de 96 kPa, C_{ae} augmente de 37,5% lorsque la température varie de 5 à 50°C. Une série d'essais de fluage sur une argile sulfite noire dans une gamme de température allant de 5 à 60°C effectuée par Eriksson (1992) a également montré que plus la température est élevée, plus le coefficient de fluage est élevé. Selon Gupta (1964) l'augmentation de la température active un plus grand nombre de molécules dans le milieu, ce qui conduit à un affaiblissement des liaisons et une augmentation de la compressibilité. Le fluage dépend également du niveau d'énergie (Eriksson, 1984), et donc, augmenter la température équivaut à augmenter le niveau d'énergie (Tidfors et Sallfors, 1989). En conséquence, lorsque la température augmente, le fluage augmente. Akagi

et Komiya (1995) ont relié cette augmentation à la réduction de la viscosité de l'eau interstitielle avec la température.

Nos résultats montrent que le concept de rapport constant (C_{ae}/C_c) peut être appliqué également aux matériaux compactés. Ce rapport C_{ae}/C_c peut être considéré dépendant de la température dans la gamme de température étudiée. En outre, un indice de compression incrémental C_c^* défini pour chaque incrément de chargement permet d'analyser davantage la relation température- C_{ae} - C_c^* . Nous avons trouvé que la pente du $C_{ae} - C_c^*$ dépend d'une valeur limite de C_c^* . Pour $C_c^* < 0,16$ une évolution constante de C_{ae} avec C_c^* est observée, tandis que pour $C_c^* > 0,16$ la valeur de C_{ae} augmente linéairement avec C_c^* . De plus, cette relation linéaire semble dépendre de la température, avec un rapport légèrement plus élevé (C_{ae}/C_c^*) à des températures plus élevées en raison de l'accroissement de C_{ae} avec l'augmentation de la température.

Walker et Raymond (1968) ont été les premiers à trouver une relation linéaire entre C_{ae} et C_c sur l'argile de Leda pour toute la gamme des contraintes appliquées (34 – 1569 kPa). À température fixe, le concept de rapport constant C_{ae}/C_c proposé par Mesri et Godlewski (1977) a été adopté par plusieurs auteurs. Dans le cas des argiles intactes, C_{ae} et C_c augmentent avec la contrainte, la valeur maximale étant atteinte pour une contrainte de l'ordre de la contrainte de préconsolidation, pour ensuite diminuer (Walker, 1969 ; Graham et al., 1983 ; Mesri et al., 1997 ; Suneel et al., 2008 ; Deng et al., 2012 ; Powell et al., 2012). L'effet de la température sur le rapport C_{ae}/C_c a été étudié par Boudali et al. (1994) et Marques et al. (2004) en effectuant des essais CRS (essais à vitesse de déformation constante). Ils ont trouvé que le paramètre α , $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$, pente de la variation de la contrainte de préconsolidation- vitesse de déformation, n'est pas influencé par la température. En admettant que $\alpha = C_{ae}/C_c = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$, le rapport C_{ae}/C_c peut être donc supposé indépendant de la température.

3.4 Conclusion

Dans ce chapitre, l'impact de la température sur le fluage d'un sol argileux compacté saturé a été étudié expérimentalement en effectuant une série d'essais œdométriques à température contrôlée. Les courbes $e - \log \sigma'_v$ et $e - \log t$ ont été tracées pour déterminer l'indice de gonflement C_g , l'indice de compression C_c , l'indice de compression incrémental C_c^* et le coefficient de fluage C_{ae} . De plus, différentes relations telles que $C_{ae} - \sigma'_v$, $C_{ae} - (t - t_{100})/t_{100}$, $C_{ae} - C_c$, et $C_{ae} -$

C_c^* ont été analysées. Les points suivants peuvent être retenus pour le sol étudié dans la gamme de température appliquée :

1. Le potentiel de gonflement $\Delta H/H_0$ est affecté par la température, il diminue au fur et à mesure que la température augmente.
2. L'indice de compression C_c et l'indice de gonflement C_g varient légèrement avec la température.
3. La contrainte de préconsolidation apparente σ'_p dépend de la température, lorsque la température du sol augmente, σ'_p diminue et un écrouissage négatif a lieu.
4. Le coefficient de fluage C_{ae} et l'indice de compression incrémental C_c^* sont tous les deux dépendants de la contrainte et augmentent presque linéairement avec l'augmentation de la contrainte effective verticale.
5. Le coefficient de fluage C_{ae} augmente avec l'augmentation de la température, en particulier à des contraintes verticales effectives plus élevées que 420 kPa. Alors que l'indice de compression incrémental C_c^* pourrait être considéré comme indépendant de la température.
6. La pente du $C_{ae} - C_c^*$ dépend d'une valeur limite de C_c^* : pour $C_c^* < 0,16$ on observe une évolution constante de C_{ae} avec C_c^* , tandis que pour $C_c^* > 0,16$ C_{ae} augmente linéairement avec C_c^* . De plus, cette relation linéaire semble dépendre de la température, avec un rapport légèrement plus élevé (C_{ae}/C_c^*) à des températures plus élevées en raison de l'augmentation de C_{ae} avec l'augmentation de la température.

Ce travail a permis de recueillir des informations pour mieux comprendre le comportement de fluage des sols argileux compactés en fonction de la température. Les résultats obtenus complètent une base de données pour modéliser le comportement des structures constituées de sols compactés sous l'effet des variations thermiques à long terme. Du point de vue expérimental, ces résultats devraient être complétés par des essais cycliques de chauffage / refroidissement pour étudier l'impact de la variation de la température sur le comportement de consolidation et de fluage des argiles compactées à long terme.

Effet de la succion sur la compressibilité et le fluage de l'argile compactée en condition isotherme

De nombreux travaux ont été effectués pour décrire le comportement de fluage des sols saturés, en revanche il n'y a que quelques rares études axées sur le fluage des sols non saturés. Cependant, les états non saturés ou partiellement saturés correspondent à une situation fréquemment rencontrée en pratique : ouvrages en terre, ingénierie minière, stockage de déchets en surface, etc.). De plus, ces matériaux pourraient être soumis à des cycles de séchage-humidification induits par les effets des actions atmosphériques pendant la durée de vie de l'ouvrage. En effet, ces variations pourraient modifier les propriétés hydromécaniques, et par conséquent altérer les performances à long terme de ces structures.

L'objectif de ce chapitre est d'étudier le comportement hydromécanique d'une argile compactée en condition isotherme à court et à long termes. Il regroupe l'ensemble des résultats des essais œdométriques conduits au moyen des œdomètres à succion contrôlée, dans une large gamme de succion, en utilisant la méthode osmotique et la technique des solutions salines.

La première partie vise à évaluer l'influence des variations de succion sur les paramètres de compressibilité. L'effet de la méthode de préparation des éprouvettes par différentes méthodes de compactage sur la compressibilité est également étudié. Les résultats obtenus sont ensuite discutés et comparés avec les travaux existants. L'étude de l'effet de la succion sur le comportement au fluage des sols fins compactés constitue le cœur de la seconde partie de ce chapitre. L'évolution du coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ en fonction de la contrainte nette verticale, et de la succion est d'abord discutée. Ensuite, on s'intéressera à sa variation avec la succion le long des chemins de séchage et d'humidification sous des contraintes nettes verticales plus élevées.

En outre, un essai complémentaire de fluage a été réalisé, afin d'évaluer l'effet de la succion sur le fluage à l'état sec et lors de l'injection de l'eau. Enfin, la relation entre $C_{\alpha e}$ et C_c pour différentes succions est analysée.

4.1 Stratégie et programme expérimental

Dans cette étude, les essais sont référencés afin d'identifier le type de méthode de contrôle de succion et le chemin de contrainte hydrique suivi : SO (solutions osmotiques), et SV (solutions salines saturées), R (éprouvette remaniée), D (séchage), W (humidification) et Cr (fluage). Le programme expérimental se compose de deux séries d'essais (Tableau 4.1).

- Série N°1 : les essais SO1a à SV1b visent à déterminer les paramètres de compressibilité ($\lambda(s)$, κ et $p_0(s)$) et à évaluer l'effet de la succion sur ces paramètres. Les éprouvettes ont été chargées mécaniquement par paliers (de 10 à 3600 kPa), puis les paliers de déchargement ont été effectués (AFNOR. NP 94-090-1). Chaque palier de chargement et de déchargement a été maintenu jusqu'à ce que la fin de la consolidation primaire correspondant (t_{100}) soit atteinte.

- Série N°2 : les essais SO8a à SV3 visent à déterminer le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ et à étudier l'impact de la contrainte nette verticale et de la succion sur ce coefficient. Après stabilisation des déformations lors de l'imposition d'une succion donnée, les éprouvettes ont été chargées par paliers jusqu'à une pression verticale donnée (10, 16 et 30 kPa). quelle que soit la succion, les paliers de fluage ont été effectués pendant 10 jours sous différentes contraintes nettes verticales (de 50 à 3600 kPa). À la fin du palier de fluage de 3600 kPa, les paliers de déchargement ont été appliqués allant jusqu'à 10 kPa. Les paliers de chargement et de déchargement ont été maintenus jusqu'à la fin de la consolidation primaire (t_{100}). Les courbes de consolidation (e -log t) pour différentes contraintes nettes verticales à différentes succions ont été déterminées. Les succions appliquées sont réparties de 0 (état saturé) à 20,8 MPa. Le choix de la valeur de succion maximale a été basé sur les propriétés de rétention du sol (cf. section 2.2.3), et, particulièrement, la succion de retrait (s_R) qui est estimée à environ 7,5 MPa. Deux valeurs de succion légèrement supérieures à s_R ont été donc imposées, 8,5 MPa (méthode osmotique) et 20,8 MPa (solution salines).

La Figure 4.1 montre les chemins de contrainte suivis, la méthode de contrôle de la succion adoptée et le chemin d'humidification et de séchage. Tous les essais ont commencé au point "A" avec une succion initiale d'environ $0,780 \pm 0,05$ MPa (cf. section 2.2.2). Une fois l'équilibre de

déformation atteint sous la succion appliquée, les éprouvettes ont été chargées en plusieurs étapes, puis déchargées sous succion constante.

Tableau 4.1. Liste des essais œdométriques à succion contrôlée

Caractéristiques des essais thermomécaniques					Paramètres de compressibilité			Coefficient de fluage
N° Série	Nombre d'essais	Succion (MPa)	Pression appliquée (kPa)	Durée de palier	$\lambda(s)$ (-)	κ (-)	$p_0(s)$ (kPa)	C_{ae} (-)
1	15	0 – 20,8	10 - 3600	t_{100}	✓	✓	✓	-
2	12	0 – 20,8	50 - 3600	10 jours	-	-	-	✓

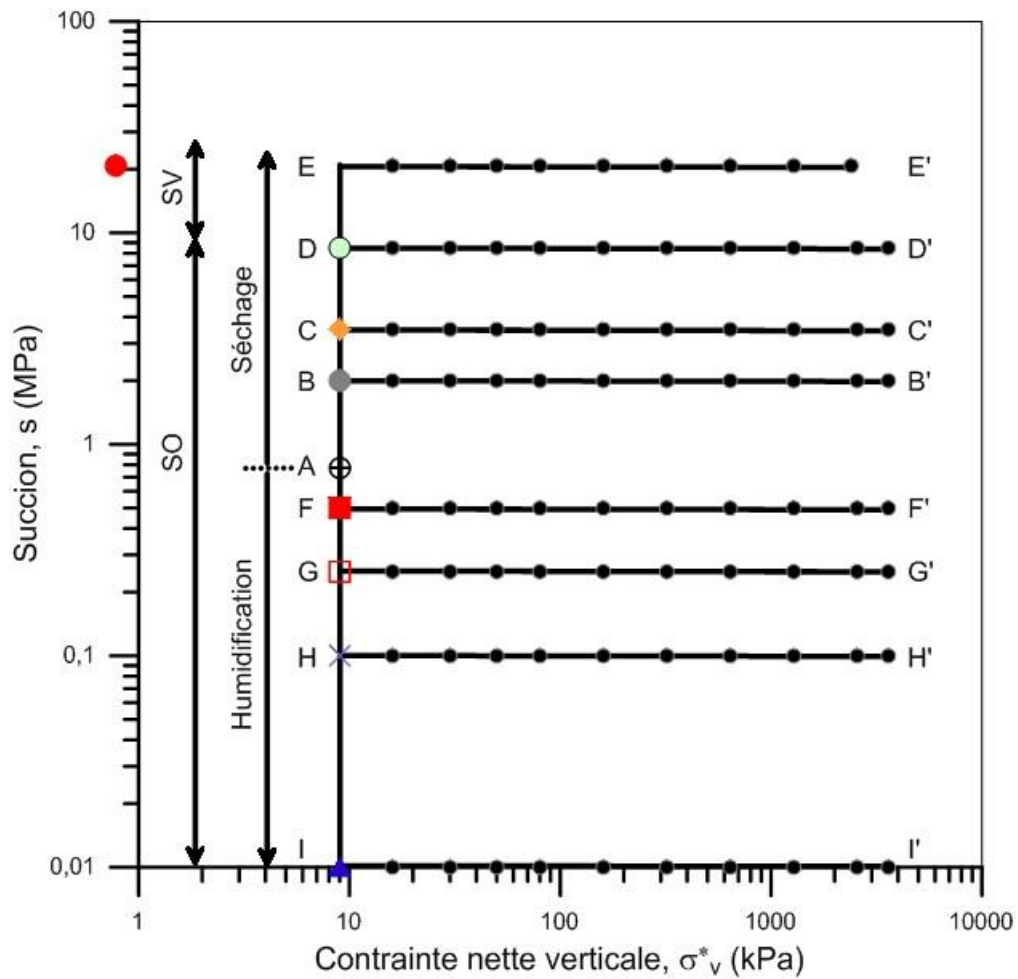


Figure 4.1. Chemins de contraintes suivis, A est le point initial de tous les essais.

Les caractéristiques initiales de l'ensemble des essais réalisés pour caractériser le comportement hydromécanique des éprouvettes compactées en condition isotherme sont résumées dans les Tableau 4.2, Tableau 4.3 et Tableau 4.4.

Tableau 4.2. Caractéristiques de l'ensemble des essais de compressibilité.

Éprouvette No.	Succion (MPa)	État initial				Description détaillée des paliers de			
		H ₀ (mm)	w _i (-)	γ _{di} (Mg/m ³)	e ₀ (-)	Chargement (IL)	Fluage (ILCr)	Déchargement (UNL)	
Série N° 1	SO 1a	0	10,01	16,50	1,75	0,513			
	SO 1b	0	10,00	16,50	1,75	0,512			
	SO 2	0,1	10,04	16,23	1,75	0,512			
	SO 3	0,25	10,09	16,96	1,74	0,528			
	SO 4a	0,5	9,93	16,50	1,76	0,498			
	SO 4b	0,5	10,06	15,72	1,75	0,509	10-16-30- 50-80-160- 320-640- 1280-2560- 3600	-	3600-1280- 320-80-30-10
	SO 5a	2	9,96	16,50	1,76	0,505			
	SO 5b	2	10,08	15,72	1,75	0,510			
	SO 6 a	3,5	10,10	15,72	1,75	0,515			
	SO 6 b	3,5	10,06	15,72	1,76	0,507			
	SO 7 a	8,5	10,08	15,72	1,75	0,512			
	SO 7b	8,5	10,08	15,72	1,75	0,513			
	SV 1a	20,8	10,00	16,50	1,74	0,522	50-80-160- 320-640- 1280-2400	-	2400-640-160- 50
	SV 1b	20,8	10,02	16,50	1,74	0,523			

Tableau 4.3. Caractéristiques de l'ensemble des essais de fluage.

Éprouvette No.	Succion (MPa)	État initial				Description détaillée des paliers de			
		H ₀ (mm)	w _i (-)	γ _{di} (Mg/m ³)	e ₀ (-)	Chargement (IL)	Fluage (ILCr)	Déchargement (UNL)	
Série N° 2	SO 8a	0	9,99	16,96	1,75	0,512			
	SO 8b	0	10,04	16,23	1,75	0,511			
	SO 9	0,1	10,04	16,23	1,75	0,512			
	SO 10	0,25	10,09	16,96	1,74	0,528			
	SO 11	0,5	10,01	16,23	1,75	0,512	10-16-30	50-80-160- 320-640- 1280-2560- 3600	3600-1280- 320-80-30-10
	SO 12	2	9,99	16,23	1,76	0,503			
	SO 13	3,5	10,03	16,23	1,75	0,513			
	SO 14	8,5	10,04	16,23	1,75	0,517			
	SV 2	8,5	10,02	16,43	1,75	0,513		80-160-320- 640-1280- 2400	2400-640-160- 50
	SV 3	20,8	10,05	16,43	1,74	0,517	50		

Tableau 4.4. Récapitulatif des essais complémentaires réalisés.

Éprouvette No.	Succion (MPa)	État initial				Description détaillée des paliers de			
		H ₀ (mm)	w _i (-)	γ _{di} (Mg/m ³)	e ₀ (-)	Chargement (IL)	Fluage (ILCr)	Déchargement (UNL)	
Essais complémentaires	R1_SO	0	9,75	16,96	1,23	1,153	10-16-30- 50-80-160- 320-640- 1280-2560- 3600	–	3600-1280- 320-80-30-10
	R2_SO	0	9,75	16,96	1,23	1,153	10-16-30	50-80-160- 320-640- 1280-2560- 3600	3600-1280- 320-80-30-10
	D-W-Cr	150 à 0	9,96	16,50	1,75	0,516	10-16-30-	50-80-160- 320-640- 1280	–

4.2 Effet de la succion sur la compressibilité

La Figure 4.2 montre la relation entre l'indice des vides e et la contrainte nette verticale σ_v^* ($e - \log \sigma_v^*$) à différentes succions à $t = t_{100}$ (Figure 4.2). Deux essais œdométriques ont été réalisés à chaque fois à 0, 0,5, 2, 3,5, 8,5 et 20,8 MPa de succion en suivant le même chemin de chargement. Les deux courbes obtenues à la même succion sont très similaires, ce qui montre la bonne répétabilité des expériences (Figure 4.1 et Tableau 4.5). L'augmentation et la diminution observées de l'indice des vides sous la contrainte verticale initiale correspondent au gonflement et au retrait vertical de l'éprouvette lors de l'imposition de la succion (Figure 4.2). Le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre de la succion est de 20 jours pour les essais SV et de 7 jours pour les essais SO. Cette variation est caractérisée par le paramètre $\Delta H/H_0$, équivalent à $(\Delta e / (1+e_0))$. L'évolution de ce paramètre avec la succion est donnée dans la Figure 4.3. On peut observer que l'imposition d'une succion supérieure à 0,5 MPa a induit un retrait vertical de l'éprouvette, tandis que des succions inférieures à 0,5 MPa ont induit un gonflement de l'éprouvette. Ceci est cohérent avec les mesures initiales de succion qui indiquent une succion initiale totale de 780 kPa. Aucun retrait radial significatif n'a été observé lors du démontage de la cellule œdométrique en fin d'essai. Dans la phase de déchargement, les courbes de compressibilité obtenues à une succion de 0 MPa (éprouvettes saturées) sont caractérisées par des pentes fortement accentuées avec des valeurs élevées de l'indice de gonflement ($\kappa=0,032$). Ce comportement est lié au caractère gonflant de l'argile étudiée (cf. section 3.2.4).

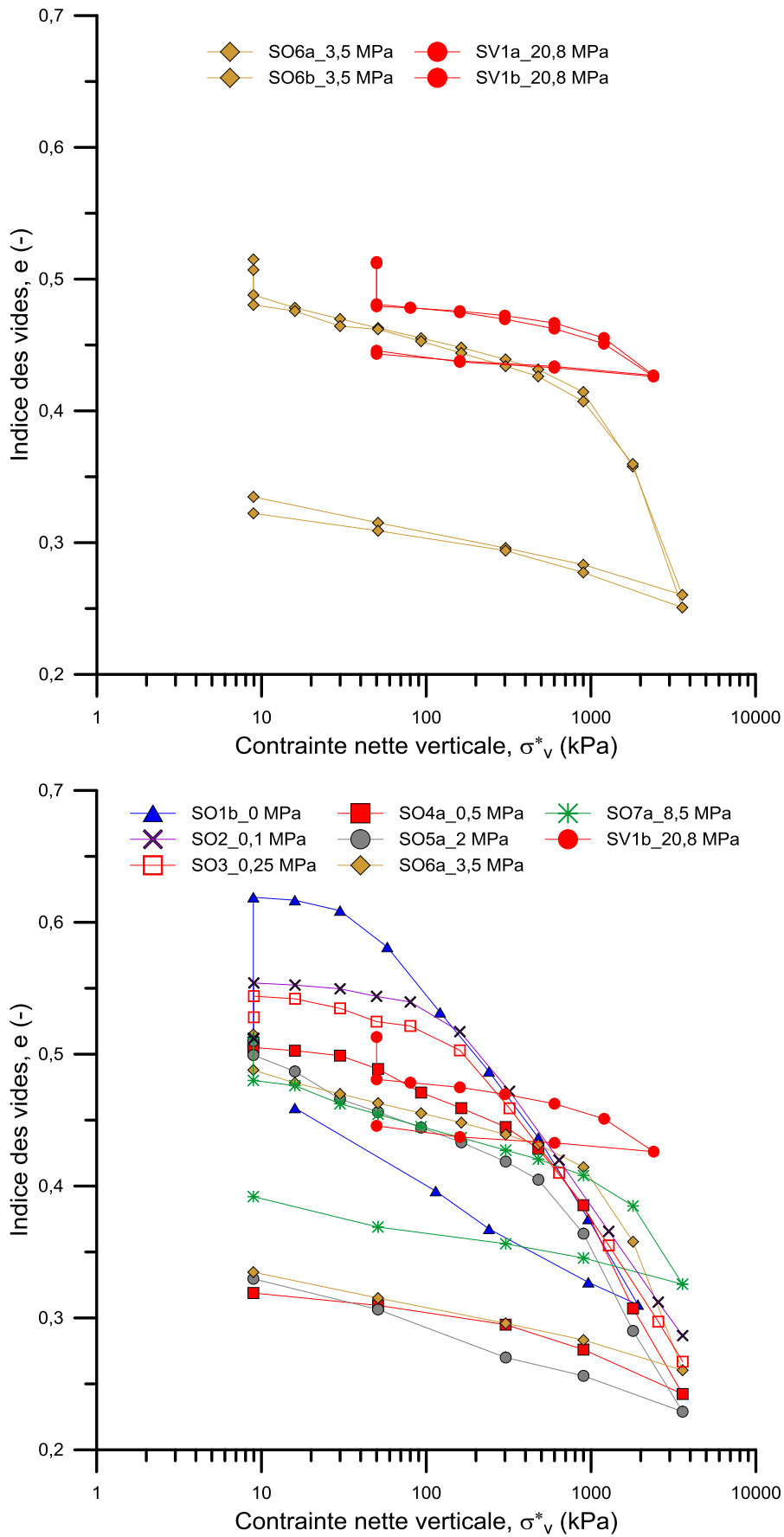


Figure 4.2. Courbes de compressibilités e - $\log \sigma_v$ à différentes succions à t_{100} .

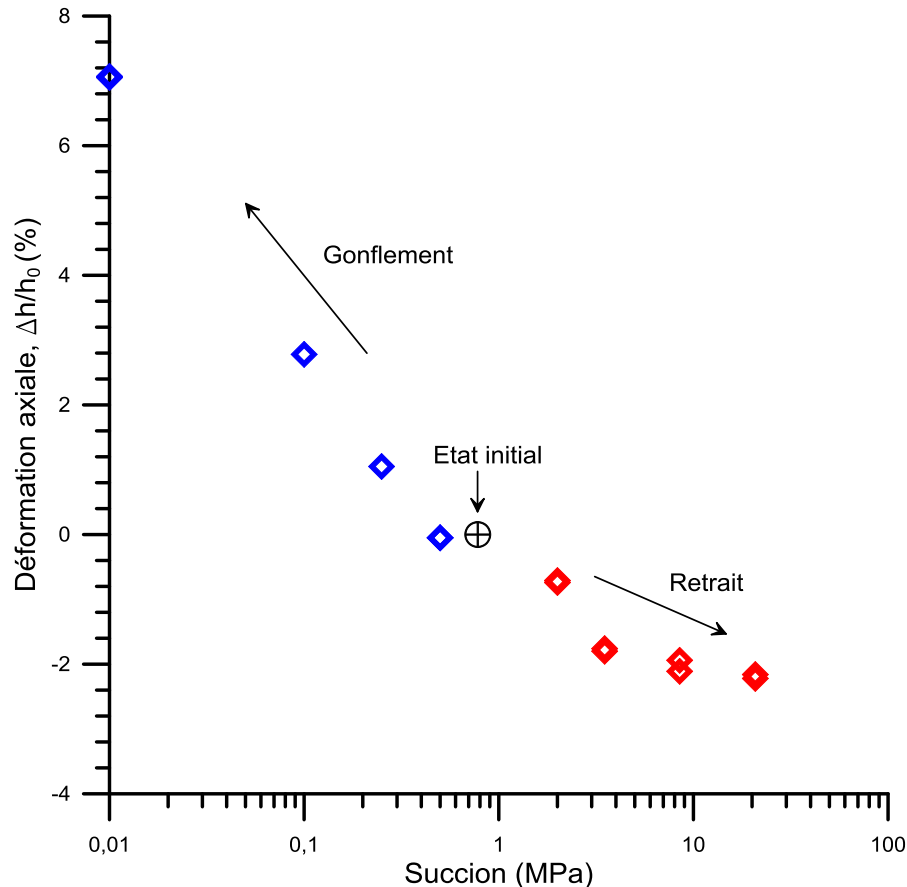


Figure 4.3. Variation de la déformation axiale avec la succion.

4.2.1 Effet de la succion sur les pentes $\lambda(s)$ et κ

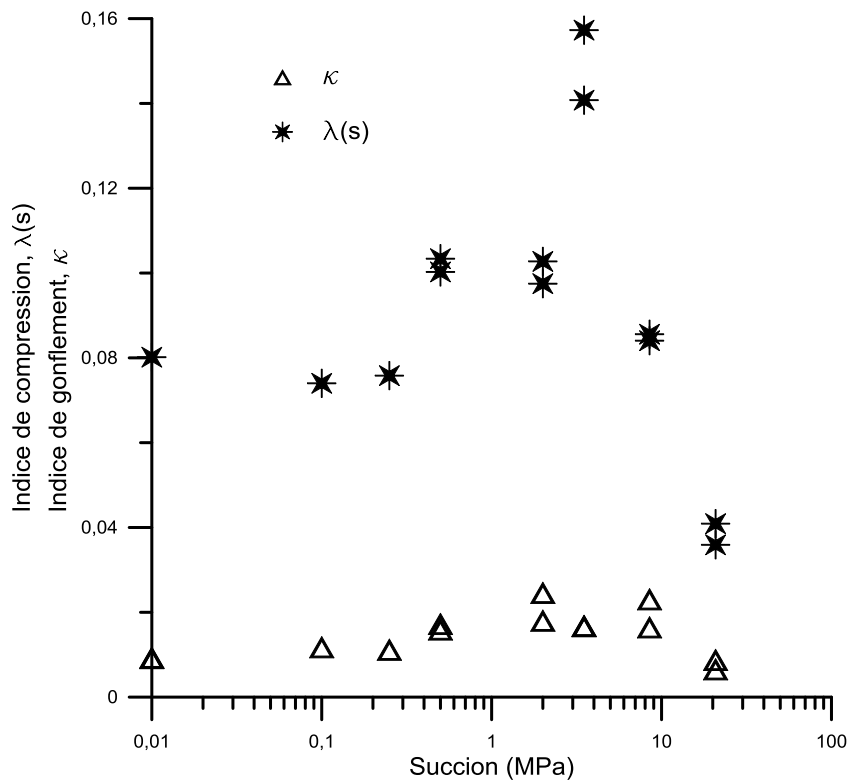
À partir des courbes ($e - \log \sigma_v$) obtenues à différentes succions à t_{100} (Figure 4.2), la pente de compression vierge $\lambda(s)$ et la pente de la partie surconsolidée κ ont été déterminées graphiquement. Les valeurs de $\lambda(s)$ et de κ sont données dans le Tableau 4.5. La Figure 4.4b montre la variation de ces paramètres en fonction de la succion. Le paramètre κ n'a pas été affecté de manière significative par la succion appliquée, contrairement au paramètre $\lambda(s)$. La pente de compression vierge $\lambda(s)$ présente une variation non monotone avec la succion. La compressibilité maximale est obtenue pour une succion de 3,5 MPa.

4.2.2 Effet de la succion sur la contrainte de préconsolidation apparente $p_0(s)$

La contrainte de préconsolidation apparente $p_0(s)$ des éprouvettes testées a été évaluée. Les contraintes de préconsolidation apparentes sont données dans le Tableau 4.5. La relation contrainte de préconsolidation apparente $p_0(s)$ - succion a été représentée sur la Figure 4.4b. Au fur et à mesure que la succion du sol augmente, la contrainte de préconsolidation apparente augmente. Par exemple, cette contrainte augmente de 62 à 1610 kPa quand la succion varie de 0 à 8,5 MPa. Cela correspond à un écrouissage positif ou un durcissement du sol en séchage.

Tableau 4.5. Influence de la succion sur $\Delta H/H_0$, $\lambda(s)$, κ et $p_0(s)$.

N°	Chemin de	Succion	w_i	w_f	$\Delta h/h_0$	κ	$\lambda(s)$	$p_0(s)$
Test	contrainte	(MPa)	(%)	(%)	(%)	(-)	(-)	(kPa)
SO1a	A-I-I'-I	0	16,50	22,3	7,07	0,0085	0,0810	62
SO1b	A-I-I'-I	0	16,50	21,39	6,00	0,0084	0,0802	63
SO2	A-H-H'-H	0,1	16,23	18,21	2,78	0,0109	0,0740	135
SO3	A-G-G'-G	0,25	16,96	15,65	1,05	0,0103	0,0758	160
SO4a	A-F-F'-F	0,5	16,50	14,4	-0,05	0,015	0,1034	450
SO4b	A-F-F'-F	0,5	15,72	14,4	-0,05	0,016	0,1002	456
SO5a	A-B-B'-B	2	16,50	12,5	-0,71	0,0172	0,1027	652
SO5b	A-B-B'-B	2	15,72	12,5	-0,74	0,0238	0,0975	650
SO6a	A-C-C'-C	3,5	15,72	8,67	-1,76	0,0160	0,1573	1388
SO6b	A-C-C'-C	3,5	15,72	8,46	-1,80	0,0159	0,1410	1384
SO7a	A-D-D'-D	8,5	15,72	6,39	-2,11	0,0156	0,0856	1600
SO7b	A-D-D'-D	8,5	15,72	6,62	-1,94	0,0223	0,0840	1610
SV1a	A-E-E'-E	20,8	16,50	4,86	-2,16	0,0079	0,0410	1612
SV1b	A-E-E'-E	20,8	16,50	5,05	-2,22	0,0057	0,0359	1608



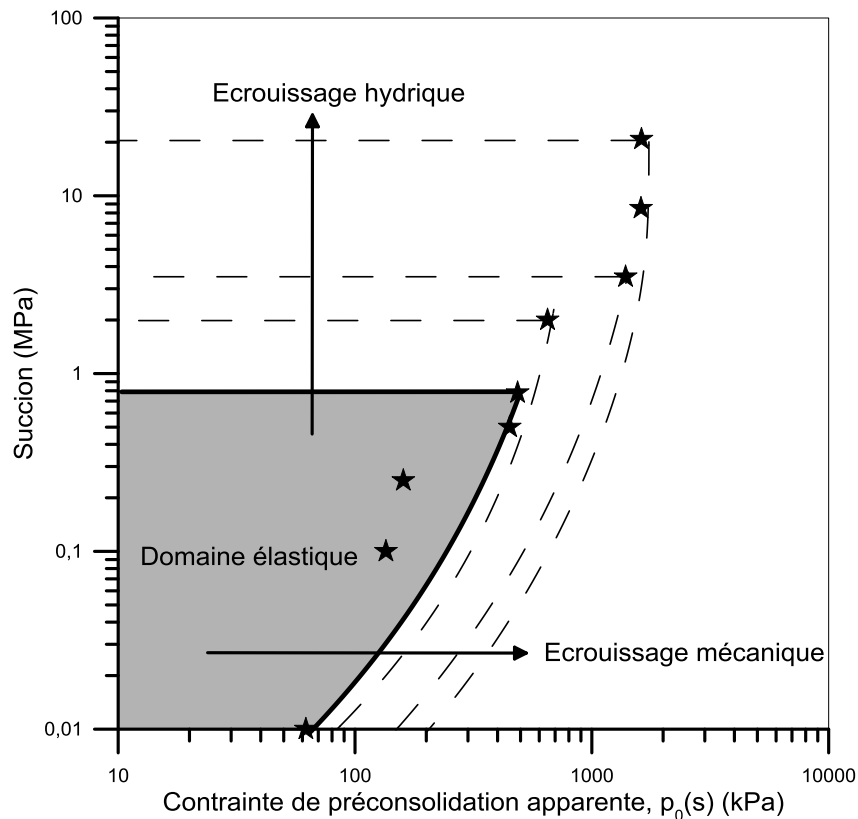


Figure 4.4. Effet de la succion sur les paramètres de compressibilité : (a) indice de gonflement κ , indice de compression $\lambda(s)$, et (b) contrainte de préconsolidation apparente $p_0(s)$.

4.2.3 Discussion

La compressibilité des éprouvettes compactées en fonction de la succion a été étudiée. L'imposition d'une succion supérieure à la succion initiale a entraîné un retrait vertical de l'éprouvette, d'autant plus fort que la succion appliquée est forte. Aucun retrait radial significatif n'a été observé lors du démontage de la cellule œdométrique en fin d'essai. En effet, même dans le cas d'une succion imposée de 20,8 MPa, l'éprouvette est apparue toujours bien en place dans la cellule œdométrique. Ceci est dû au fait que la teneur en eau initiale des éprouvettes est proche de la limite de retrait qui est de l'ordre de 12% (cf. section 2.2.3). Les résultats expérimentaux obtenus dans cette étude montrent également que la succion n'a pas d'impact sur la pente de la partie surconsolidée κ . Un résultat similaire a été trouvé pour une large gamme de sols (Cuisinier, 2002 ; Cuisinier et Laloui, 2004 ; François et al., 2007 ; Uchaipichat, et Khalili, 2009).

En revanche, la pente de compression vierge $\lambda(s)$ présente une variation non monotone avec un maximum pour une succion de 3.5 MPa (Figure 4.4). Dans la plupart des travaux existants dans la bibliographie, la pente de compression vierge est maximale pour une succion nulle et baisse avec l'augmentation de la succion puis atteindre une valeur constante à des succion plus élevées

(Alonso et al., 1990 ; Gens et Alonso, 1992 ; Lloret et al., 2003 ; Romero et al., 2003 ; Oldecop et Alonso, 2007 ; Tang et al., 2008 ; Ye et al., 2012). Néanmoins, la variation non monotone de $\lambda(s)$ en fonction de la succion appliquée a été observé également par certains auteurs sur des sols différents (Geiser, 1999 ; Sivakumar et Wheeler, 2000 ; Cuisinier et Masrouri, 2005 ; Geiser et al., 2006). À partir d'un limon compacté, Geiser (1999) a noté que le pic observé sur la courbe $\lambda(s)$ en fonction de la succion correspond au point d'entrée d'air (s_E) du matériau. Cet auteur a aussi souligné que l'influence du plan de représentation utilisé pour déterminer ces paramètres (contraintes effectives ou bien contraintes nettes). En travaillant sur un matériau non gonflant compacté (kaolin), Sivakumar et Wheeler (2000) ont mis en évidence la dépendance de la variation de $\lambda(s)$, avec la succion, à la structure interne du matériau qui est contrôlée par les conditions de préparation / compactage des éprouvettes. Avec une faible énergie de compactage, $\lambda(s)$ présente une variation non monotone tandis qu'avec une forte énergie de compactage $\lambda(s)$ diminue avec la succion. Selon les auteurs, ces résultats traduisent le passage d'une structure interne des éprouvettes ouverte avec une faible énergie à une structure plus homogène lorsque l'énergie est augmentée. Ce rôle de la structure semble être confirmé par les résultats de Cuisinier (2002) sur un matériau gonflant compacté. À partir des résultats expérimentaux d'essais œdométriques et des observations microstructurales, Cuisinier (2002) l'a expliqué par la modification de la structure interne ; passage d'une structure de type double porosité, lorsque la succion est supérieure à 4 MPa, à une structure interne homogène pour des succions inférieures à 4 MPa. La destruction de la double porosité initiale des éprouvettes a été reliée au processus d'humidification. Dans notre cas, la compressibilité maximale est obtenue pour une succion très différente de la zone de succion dans laquelle pourrait se situer le point d'entrée d'air. Par ailleurs, afin d'évaluer l'impact du protocole de préparation des éprouvettes sur la compressibilité, un essai complémentaire a été réalisé à l'état saturé. Le sol a été préparé à l'état remanié, introduit dans une cellule œdométrique osmotique et chargé mécaniquement sous succion nulle (circulation d'eau déminéralisée et désaérée). La comparaison des résultats de l'éprouvette compactée ($e_0=0,513$) et de l'éprouvette remaniée avec des vides plus importants ($e_0=1,153$) montre que la compressibilité est significativement influencée par la technique de préparation des éprouvettes (Figure 4.5). Cette influence disparaît lorsque la pression verticale appliquée approche 1200 kPa, pression équivalente à la pression de compactage des éprouvettes, à partir de laquelle les deux courbes de compressibilité se rejoignent (Figure 4.5).

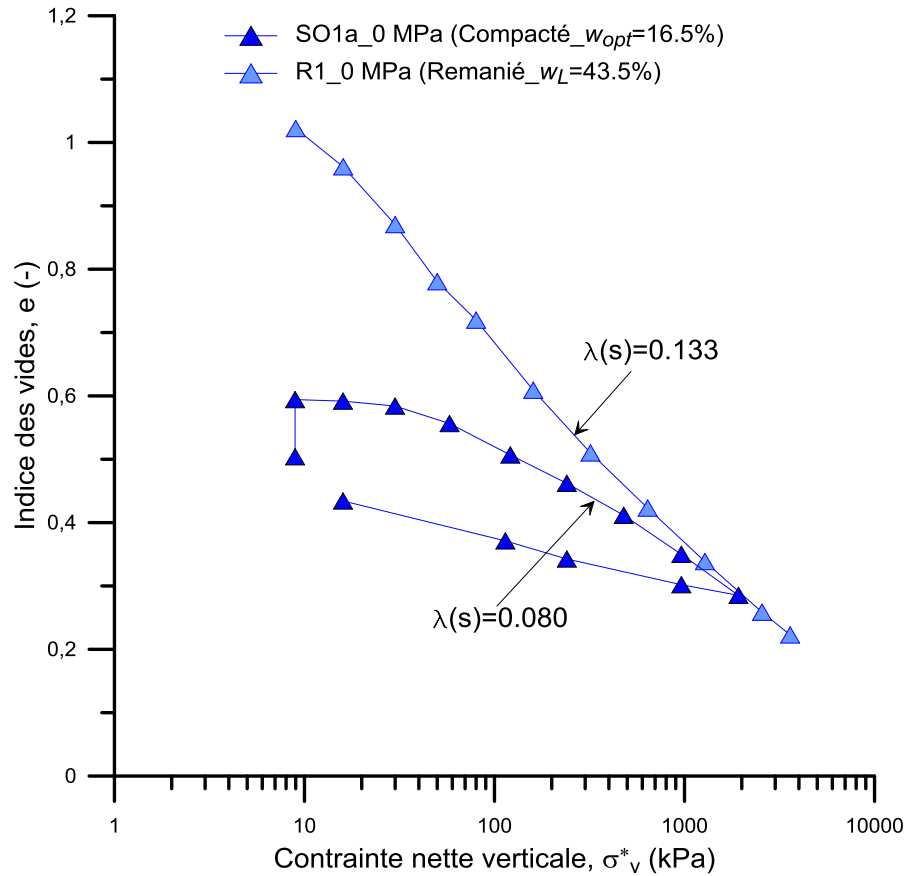


Figure 4.5. Impact de la procédure de préparation des éprouvettes sur la compressibilité à l'état saturé.

Par ailleurs, l'effet de la succion sur la contrainte de préconsolidation apparente $p_0(s)$, a été étudié. Les résultats obtenus sur des éprouvettes compactées à 0, 0,1, 0,25, 0,5, 2, 3,5, 8,5 et 20,8 MPa ont montré une augmentation de ce paramètre avec l'augmentation de la succion. Ainsi, plus la succion est importante, plus le domaine élastique est grand. Cet effet d'écroutissage durcissant a été observé à plusieurs reprises dans la bibliographie (Alonso et al., 1990 ; Lloret et al., 2003 ; Wheeler et al., 2003 ; Cuisinier et Masrouri, 2005 ; Tang et al., 2008 ; Ye et al., 2014). Une hypothèse de base est de lier ce phénomène à la densité de l'éprouvette. Selon Gens et Alonso (1992), la réduction de la contrainte de préconsolidation apparente avec la diminution de la succion est due aux déformations macro-structurelles irréversibles induites par des micro-déformations structurelles qui se sont produites pendant le gonflement à de faibles valeurs de succion. Alonso et al. (1990) proposent une expression de la courbe LC (Loading Collapse) dans laquelle l'augmentation de la contrainte limite élastique est contrôlée par la variation de la pente $\lambda(s)$ qui est supposée diminuer de manière monotone avec la succion dans le modèle BBM, ce qui n'est pas le cas dans les essais qui ont été présentés ici. Il n'est donc pas possible d'utiliser l'expression initiale de la LC proposée par Alonso et al. (1990).

Ces essais ont montré que l'augmentation de la succion dans un intervalle de 0 à 20,8 MPa, n'a qu'un effet négligeable sur le paramètre κ , et que cette augmentation accroît la contrainte de préconsolidation apparente du sol étudié. En revanche, $\lambda(s)$ varie d'une manière non monotone avec la succion. En s'appuyant sur les résultats obtenus, dans cette étude, et ceux disponibles dans la bibliographie, ce comportement pourrait être lié au changement de la structure interne des éprouvettes.

4.3 Effet de la succion sur le comportement à long terme (fluage)

4.3.1 Effet de la succion sur le coefficient de fluage

Pour étudier l'effet combiné de la succion et de la contrainte nette verticale sur le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$, des essais œdométriques de fluage avec chargement incrémental ILCr ont été effectués sur le matériau étudié à différentes succions (Tableau 4.1 et Tableau 4.3). Dans cette étude, les incréments de chargement avant le fluage ont été maintenus jusqu'à ce que la fin de la consolidation primaire soit atteinte. Sous une contrainte nette verticale constante, la durée de chaque palier de fluage (ILCr) était supérieure à dix jours (Tableau 4.1). Les valeurs de $C_{\alpha e}$ ont été déterminées comme indiqué dans le chapitre 3 (cf. section 3.3.1). L'évolution du coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ par rapport à la contrainte nette verticale à différentes succions est illustrée à la Figure 4.6a (chemin de séchage) et Figure 4.6b (chemin d'humidification).

Dans un premier temps, les résultats ont été analysés en fonction du type de sollicitation hydrique, séchage ou humidification depuis la succion initiale, appliquée avant le chargement mécanique. Lorsque la succion appliquée est supérieure à la succion initiale, le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ diminue avec l'augmentation de la succion sur toute la gamme des contraintes nettes verticales (Figure 4.6a). Une tendance similaire a été observée dans le cas du chemin d'humidification lorsque la contrainte nette verticale σ_v^* est inférieure à 500 kPa. Cependant, au-delà de cette valeur limite de σ_v^* , une diminution de $C_{\alpha e}$ est observée avec la succion (Figure 4.6b). En conséquence, on peut voir, dans un premier temps, que $C_{\alpha e}$ augmente avec l'augmentation de la contrainte nette verticale, ce phénomène s'accroît pour les contraintes nettes verticales plus élevées. Les résultats montrent également que le comportement au fluage du matériau étudié varie de manière significative sur toute la gamme de succion étudiée.

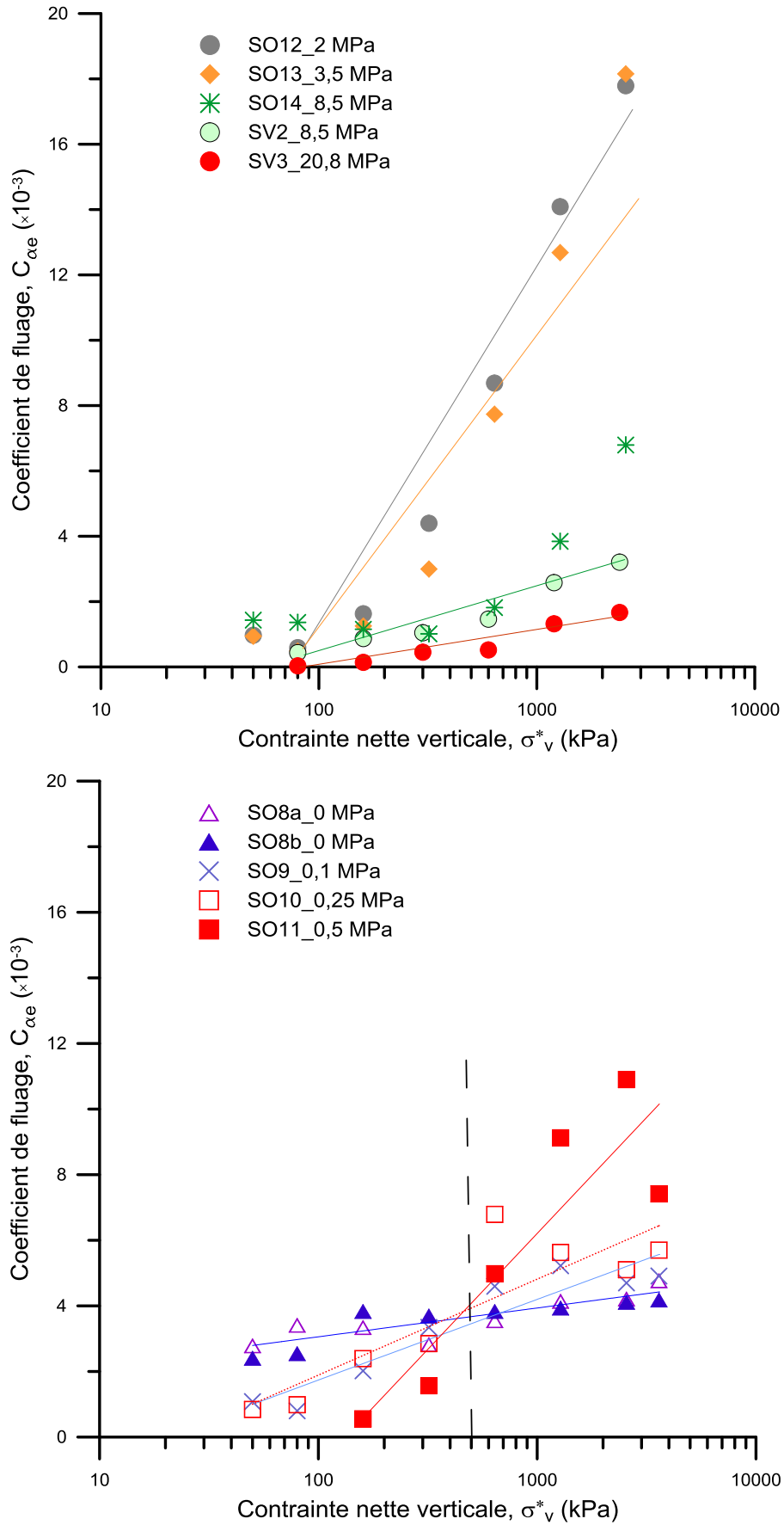


Figure 4.6. Consolidation secondaire- contrainte nette verticale à différentes suctions pour tous les essais réalisés : (a) chemin de séchage et (b) chemin d'humidification.

Dans un deuxième temps, les résultats ont été analysés en fonction de la succion appliquée pour certaines contraintes appliquées lors de la phase de fluage. La Figure 4.7 montre ainsi la variation du coefficient de fluage C_{ae} avec la succion pour des contraintes nettes verticales correspondant à 640, 1280 et 2560 kPa. Une variation non monotone de C_{ae} est observée avec un maximum pour une succion de 2 MPa (Figure 4.7). Les valeurs du coefficient C_{ae} obtenues à 0, 0,1, 0,25 et 0,5 MPa de succion sont inférieures à celles mesurées à 2 et 3,5 MPa et supérieures à celles obtenues à 8,5 et 20,8 MPa. De plus, l'amplitude de l'augmentation de C_{ae} avec σ_v^* est faible pour les essais effectués à 0, 0,1, 0,25, 8,5 et 20,8 MPa de succion, alors qu'elle est plus marquée à des succions de 0,5, 2 et 3,5 MPa. Par exemple, à la succion nulle qui correspond à l'état saturé, C_{ae} augmente légèrement de $3,54 \cdot 10^{-3}$ à $4,21 \cdot 10^{-3}$ lorsque σ_v^* augmente de à 640 à 2560 kPa, alors que pour une succion de 2 MPa, C_{ae} augmente de $8,69 \cdot 10^{-3}$ à $17,79 \cdot 10^{-3}$ lorsque σ_v^* augmente de à 640 à 2560 kPa. Ces résultats confirment encore que le C_{ae} peut être considéré comme étant dépendant à la fois de la succion et de la contrainte nette verticale.

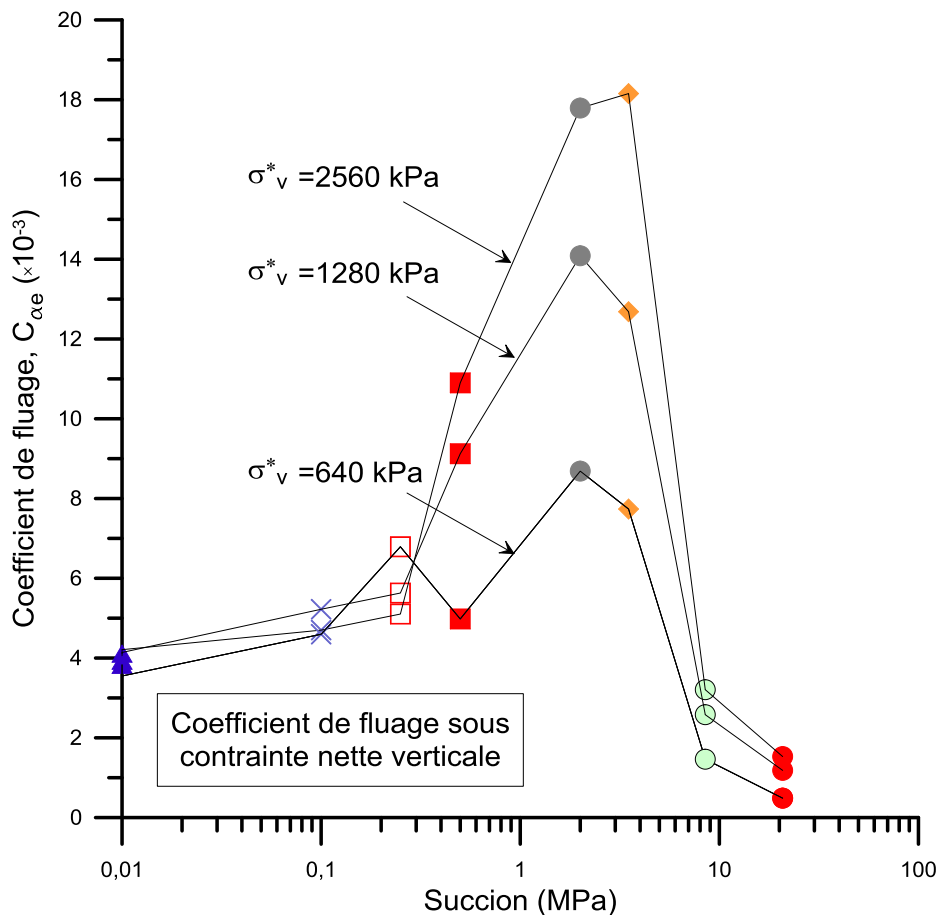


Figure 4.7. Variation du coefficient de fluage avec la succion à σ_v égale à 640, 1280 et 2560 kPa.

Afin de mieux illustrer l'effet du chemin de contrainte, de la succion sur le fluage à l'état sec et lors de l'injection de l'eau, un essai complémentaire intitulé D-W-Cr a été réalisé. Les chemins

de contrainte suivis sont indiqués sur la Figure 4.8. La procédure de réalisation de l'essai D-W-Cr comprend les étapes suivantes :

- compactage statique de l'éprouvette dans la cellule œdométrique TE (œdomètre à température contrôlée) à l'optimum Proctor ;
- mise en place de la cellule contenant l'éprouvette à l'intérieur d'une enceinte climatique à humidité relative contrôlée ;
- séchage de l'éprouvette en imposant une humidité relative de 33% équivalente à une succion de 150 MPa ;
- suivi de la stabilisation de l'état hydrique de l'éprouvette en réalisant des pesés sur deux éprouvettes témoins placées à l'intérieur de l'enceinte, l'équilibre est atteinte après quatre jours ;
- mise en place de la cellule sur le bâti de l'œdomètre et assemblage de l'ensemble du système à 20°C ;
- chargement de l'éprouvette sèche jusqu'à 1280 kPa en suivant le chemin de chargement décrit dans le chapitre 2 (cf. section 2.3.1.6) ;
- imposition d'une succion nulle de l'eau désaérée et déminéralisée par le bas dans l'éprouvette à travers la pierre poreuse à une pression constante de 10 kPa à l'aide des contrôleurs pression-volume. Cette pression est appliquée et maintenue pendant le palier de fluage à 1280 kPa de contrainte verticale.

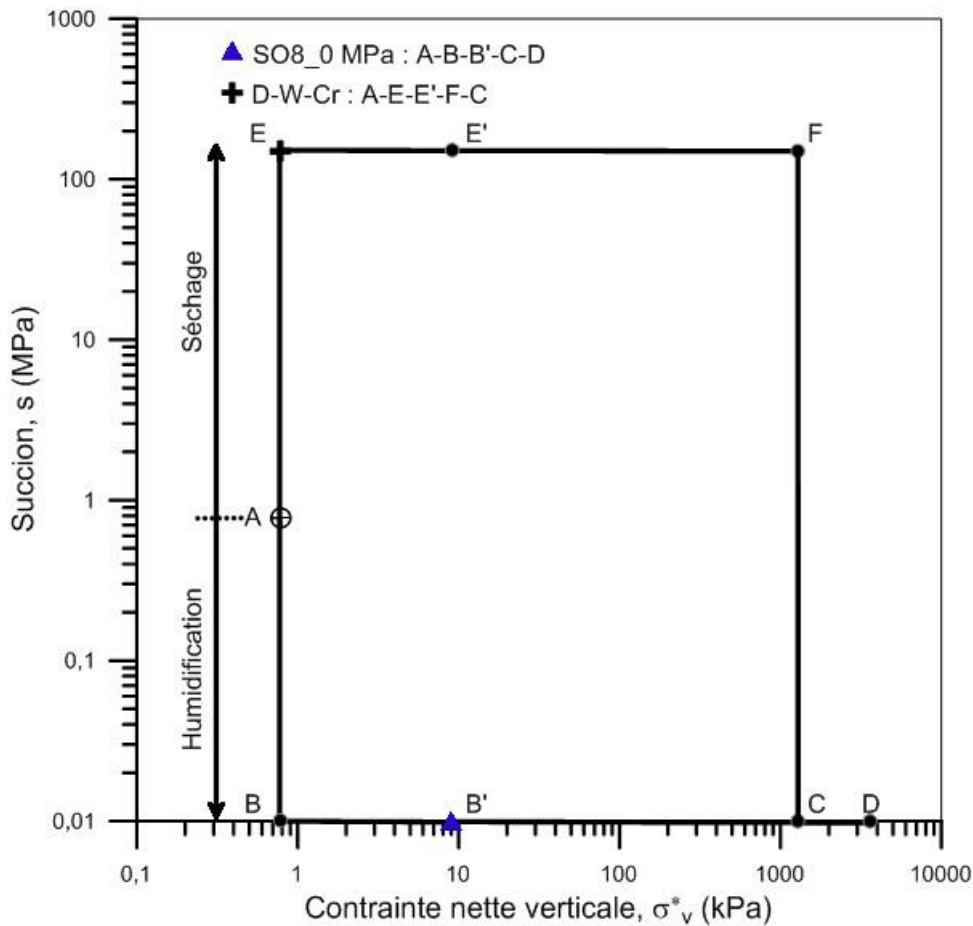


Figure 4.8. Essais réalisés pour caractériser le rôle du chemin de contrainte.

La Figure 4.9 montre l'évolution du coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ pour différents états hydriques (sec et saturé) en fonction de la contrainte nette verticale. Ainsi en comparant l'évolution de $C_{\alpha e}$, il est constaté que le fluage dans l'essai sec est beaucoup plus faible par rapport aux éprouvettes saturées (compactées et remaniée). La Figure 4.9 montre également qu'après l'injection d'eau, le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ augmente et rejoint les résultats obtenus à l'état saturé.

La variation de l'indice des vides de cet essai dans le temps est présentée dans la Figure 4.10. Cette variation ressemble au comportement suivi d'un chargement mécanique. En effet, l'injection de l'eau cause un effondrement et ensuite une déformation différée (fluage) est constatée. Avant l'injection d'eau sous la contrainte nette verticale 1280 kPa, le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ équivaut à $0,44 \cdot 10^{-3}$ (point A). Au fur et à mesure de l'injection, l'eau entre dans les pores de l'éprouvette et la sature. Pour l'éprouvette saturée, sous la contrainte nette verticale de 1280 kPa, le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ est égal à $4,22 \cdot 10^{-3}$ (point B).

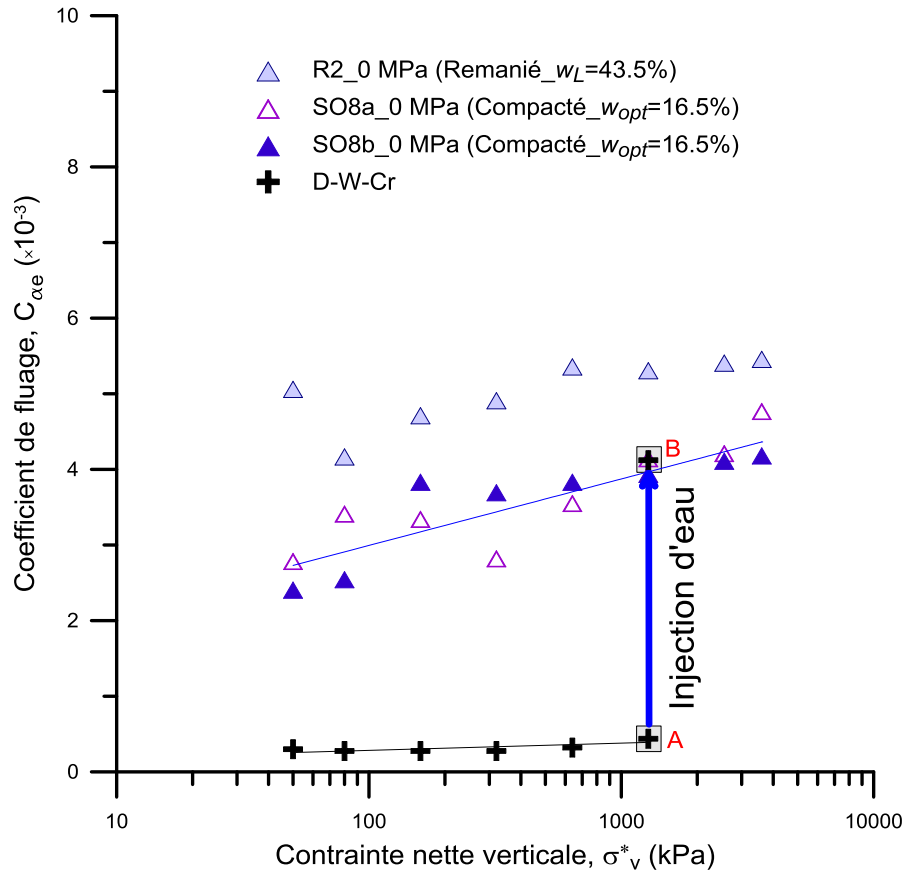


Figure 4.9. Coefficient de fluage en fonction de contrainte nette verticale à différents états hydriques (sec et saturé).

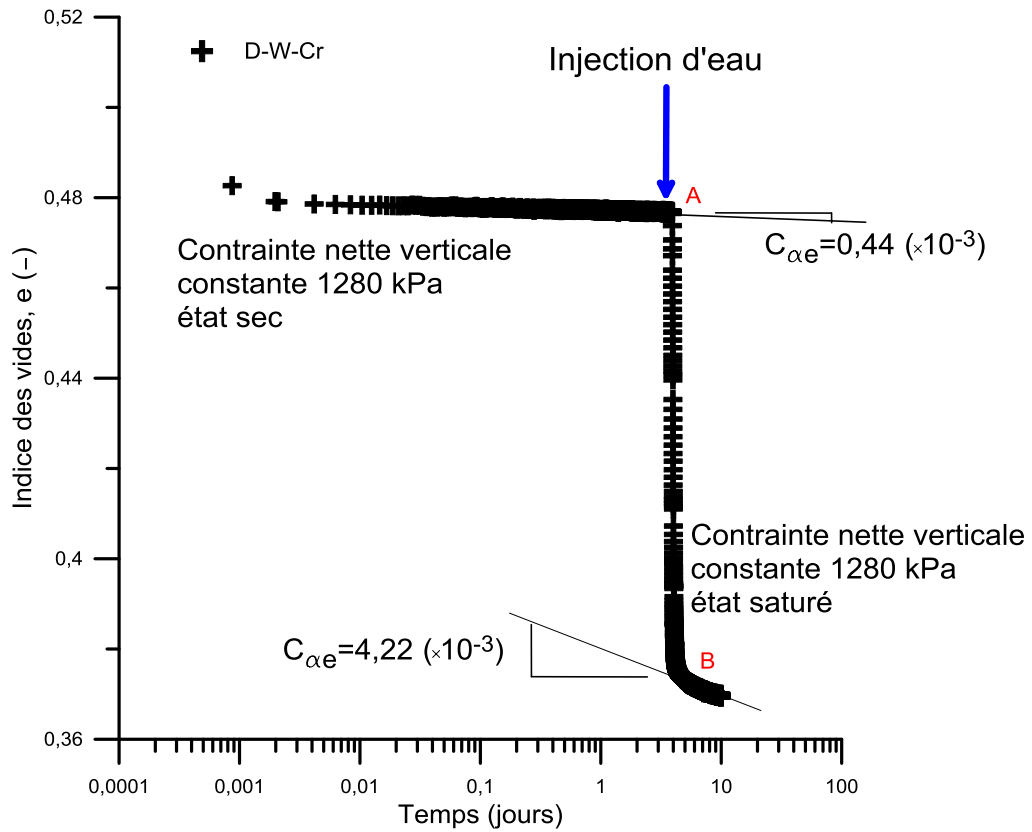


Figure 4.10. Évolution de l'indice des vides en fonction du temps lors de l'injection d'eau.

Ces résultats montrent que le fluage de l'argile compactée étudiée dépend de la succion, l'éprouvette sèche présente un coefficient de fluage plus faible que les autres états hydriques (saturé et partiellement saturé). Malgré la différence du chemin de contrainte suivi dans les essais (SO8 et D-W-Cr), le coefficient de fluage obtenu avant et après injection d'eau sous la même contrainte nette verticale est identique. Par conséquent, il pourrait être conclu que le coefficient de fluage n'est pas influencé par le chemin de contrainte suivi.

4.3.2 Effet de la succion sur le rapport $C_{\alpha e}/C_c$

Pour évaluer le rapport $C_{\alpha e}/C_c$ du matériau étudié, ainsi que sa dépendance à la succion, pour chaque essai de fluage à succion contrôlée, la valeur de $C_{\alpha e}$ obtenue à la contrainte nette verticale de 1280 kPa a été sélectionnée. La Figure 4.11 montre l'impact de la succion sur l'indice de compression C_c et le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$. On constate que la variation de C_c avec la succion a une forme similaire à la variation de $C_{\alpha e}$ (Figure 4.11). $C_{\alpha e}$ et C_c augmentent avec la succion, les valeurs maximales étant atteintes pour une succion de 2 MPa, pour ensuite diminuer. Par conséquent, le rapport $C_{\alpha e}/C_c$ varie de la même manière avec la succion comme le montre la Figure 4.12. La relation entre $C_{\alpha e}$ et C_c pour toutes les éprouvettes testées (succion allant de 0 à 20,8 MPa) indique que le rapport $C_{\alpha e}/C_c$ varie dans une gamme étroite allant de 0,01 à 0,04, à l'exception d'une valeur maximale de 0,06 à 2 MPa (Figure 4.12).

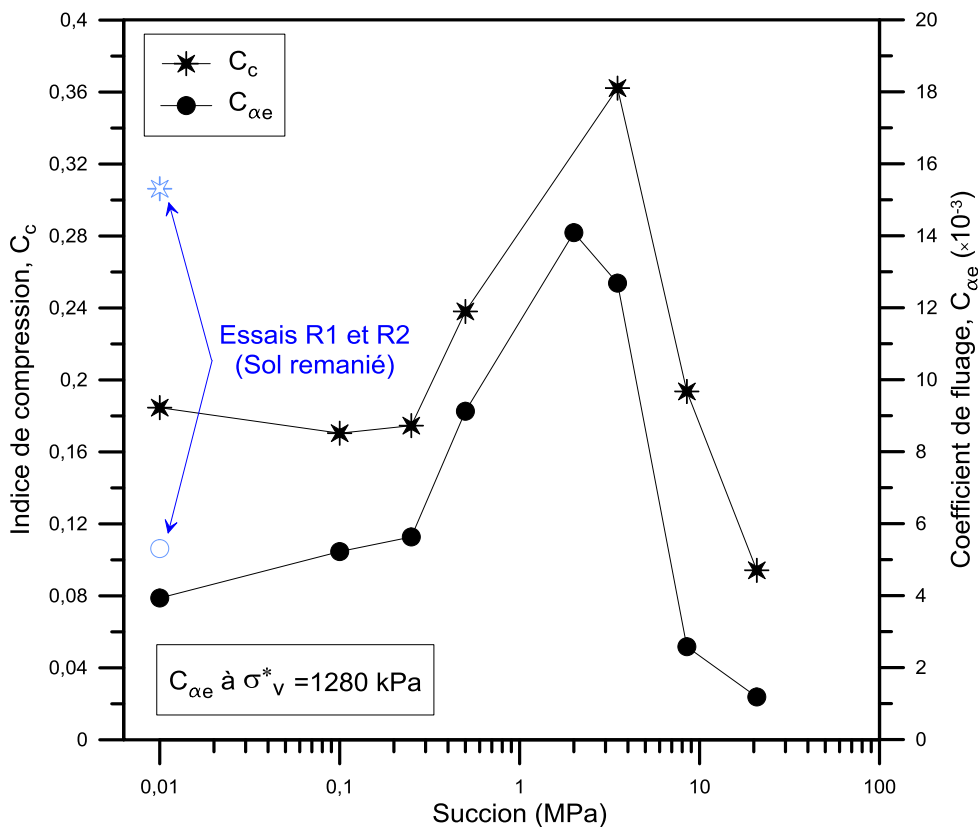


Figure 4.11. Influence de la succion sur l'indice de compression C_c et le coefficient de fluage de $C_{\alpha e}$.

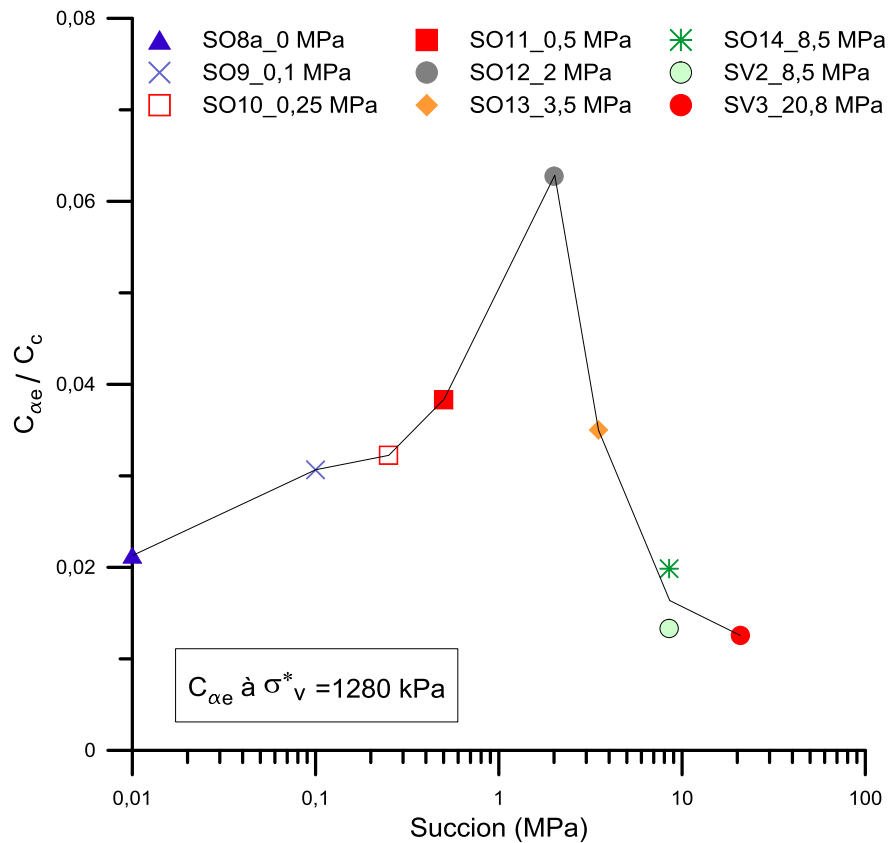


Figure 4.12. Variation de $C_{\alpha e}/C_c$ avec la succion.

De l'analyse mentionnée ci-dessus, on peut conclure que le concept de rapport $C_{\alpha e}/C_c$ peut également être appliqué au sol argileux compacté étudié dans les cas saturés et non saturés. Comme discuté dans le chapitre 3 (cf. section 3.3.4), le rapport $C_{\alpha e}/C_c$ d'un sol donné est supposé égal au paramètre α ($\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \epsilon_v$) (Leroueil et al., 1985). Par ailleurs, pour un sol dont on connaît le paramètre α et l'indice de compression C_c , le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ peut donc être estimé.

4.3.3 Discussion

L'effet de la succion sur le coefficient de fluage a été étudié sur une large gamme de succion (de 0 à 20,8 MPa). Les résultats obtenus ont montré une variation non monotone du coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ avec la succion (Figure 4.7), ce comportement apparaissant d'autant plus marqué que la contrainte appliquée est forte. La déformation de fluage maximale a été obtenue pour une succion de 2 MPa. Un comportement similaire (c.-à-d., variation non monotone de $C_{\alpha e}$ avec un pic autour de 3 MPa) a été observé par Cardoso et Alonso (2009, 2010) sur une marne compactée ($w_L = 49\%$, $I_p = 25\%$). La Figure 4.13 montre la comparaison de $C_{\alpha e}$ trouvée dans cette étude ($\sigma_v^* = 1280$ kPa) et ceux trouvés dans les essais œdométriques à succion contrôlée effectués sur une marne compactée ($\sigma_v^* = 1000$ kPa) (Cardoso et Alonso, 2009, 2010). Ces auteurs ont

interprété la baisse de C_{ae} observée lorsque la succion diminue ($s=0$ MPa) par la structure interne des marnes compactées, c'est-à-dire que les particules de marne sont suffisamment molles pour combler les vides lorsque l'agrégat est chargé. De plus, la proportion de macropores importants diminue. Dans ces circonstances, le coefficient de fluage diminue. Dans notre cas, pour les succions supérieures à la succion initiale, outre le réarrangement interne de la structure du sol compacté, la déformation associée au fluage pourrait être due également à la déformation des agrégats d'argile compactée (cas des succions de 2 et 3,5 MPa). Cependant, à des succions plus élevées, le sol est presque sec, très rigide et la pression appliquée est insuffisante pour provoquer la déformation des agrégats. Ceci explique la faible déformation en consolidation secondaire obtenue à 8,5 et 20,8 MPa. Ce comportement a été confirmé par les résultats obtenus sur le sol sec présentant les plus faibles valeurs de C_{ae} . En outre, un essai d'effondrement réalisé sur une éprouvette initialement sèche, soumise à une contrainte nette verticale constante de 1280 kPa, a permis de mettre en évidence l'influence de l'eau sur le fluage et son rôle dans le phénomène d'effondrement. Une augmentation de C_{ae} (de $0,44 \cdot 10^{-3}$ à $4,22 \cdot 10^{-3}$) a été observée après l'injection de l'eau. Des résultats similaires ont été trouvés sur des craies par (Priol, 2005 ; Nguyen, 2009). Ce phénomène peut être associé à la dégradation des liens intra-granulaires (à l'échelle des plus petits pores) (Priol, 2005). Le changement de comportement des agrégats humides des sols argileux pourrait également être observé lorsque la compressibilité des éprouvettes compactées saturées est comparée à celle obtenue pour une éprouvette remaniée. L'éprouvette remaniée présente une compressibilité et une déformation de fluage plus élevées que le matériau compacté (Figure 4.9 et Figure 4.11).

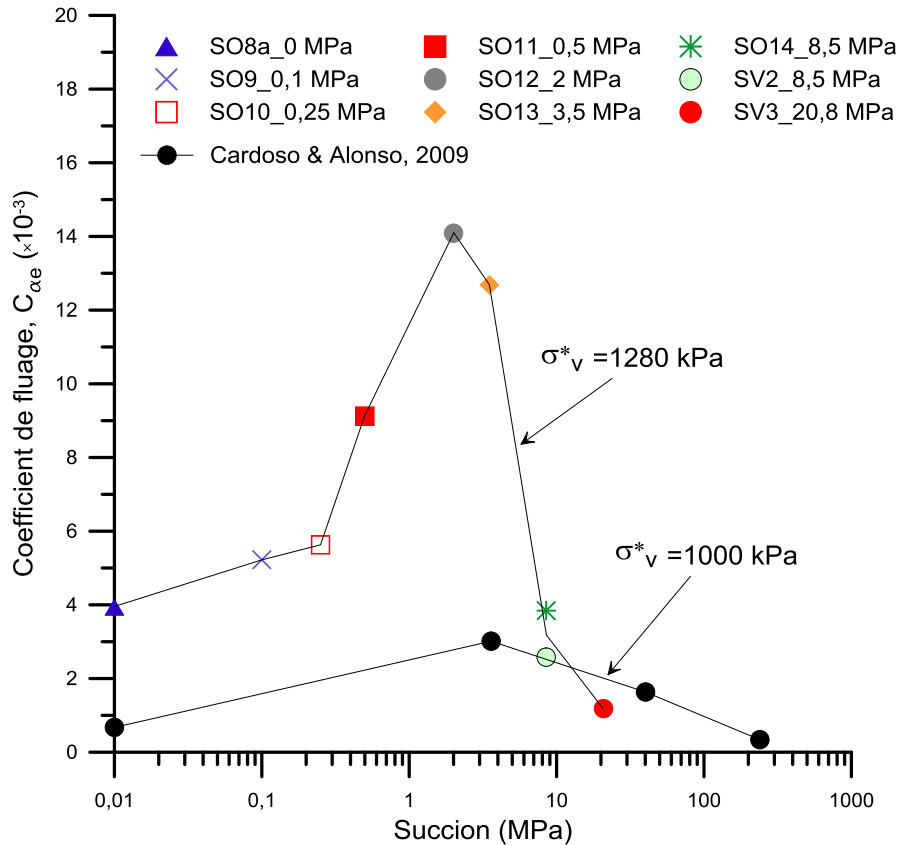


Figure 4.13. Comparaison de nos résultats avec ceux obtenus sur les marnes compactés de Cardoso et Alonso (2009).

Dans la littérature, sont rares les travaux expérimentaux étudiant l'impact des variations de succion sur le comportement à long terme des argiles compactées. Ye et al. (2014) ont effectué une série d'essais œdométriques à haute pression et à succion contrôlée sur la bentonite compacte GMZ01. Ces auteurs ont observé que le coefficient de fluage C_{oe} augmente linéairement avec l'augmentation de la contrainte verticale, et diminue lorsque la succion augmente. Par exemple, sous une contrainte verticale de 10 MPa, C_{oe} diminue de 0,012 à 0,0012 au fur et à mesure que la succion augmente de 0 à 110 MPa. Carrier (2014) et Carrier et al. (2016) ont étudié l'effet de l'humidité relative sur des films fins d'argile préparés par sédimentation de particules d'argile (Montmorillonite du Wyoming saturée en sodium). Les auteurs ont rapporté que l'humidité relative avait un impact très clair sur le comportement de fluage. Le coefficient de fluage, défini comme la pente de la relation affine entre les déformations et le logarithme du temps, était plus grand à une humidité relative plus élevée : le coefficient de fluage diminue de 0,22 % à une humidité relative de 92 %, à 0,05 % à une humidité relative de 78 %. L'importance de la succion sur le comportement de fluage a également été confirmée par Gennaro et al. (2003, 2005), Priol et al. (2007), et Pereira et Gennaro (2009) sur des craies intactes saturées d'huile, partiellement saturées d'eau et sèches. Les résultats ont montré que le coefficient de fluage dépendait à la fois

de la contrainte et de la succion, et plus la teneur en eau de la craie est élevée, plus le coefficient de fluage est élevé, ce qui indique un couplage entre la saturation partielle et le fluage dans les craies multiphasiques.

Nos résultats montrent que le rapport C_{ae}/C_c dépend fortement de la succion, il varie d'une manière non monotone avec la succion. Le rapport C_{ae}/C_c varie dans une gamme étroite allant de 0,01 à 0,04, à l'exception d'une valeur maximale de 0,06 à une succion de 2 MPa. Oldecop et Alonso (2003, 2007) ont effectué des essais œdométriques sur des matériaux de remblai compactés non saturés avec contrôle de la succion par la technique phase vapeur. Ils ont observé que l'indice de compression λ et l'indice de compression secondaire λ^t augmentent avec l'augmentation des contraintes verticales et la diminution de la succion ; le rapport $\lambda^t/\lambda (C_{ae}/C_c)$ tend à être une constante proche de 0,02 pour la plupart de leurs essais.

Ces essais ont permis de quantifier le fluage de l'argile compactée étudiée en fonction de la succion dans un intervalle de 0 à 20,8 MPa. Une forte dépendance du coefficient de fluage à la succion a été mise en évidence, C_{ae} varie d'une manière non monotone avec la succion, en particulier pour des contraintes nettes verticales plus élevées. En s'appuyant sur les résultats obtenus ici, et ceux disponibles dans la bibliographie, ce comportement peut être expliqué par le réarrangement interne de la structure du sol (pour les succions inférieures à 2 MPa). Pour les succions supérieures à 2 MPa, outre le réarrangement interne de la structure du sol, le fluage est aussi dû à la déformation des agrégats. Ces résultats renforcent l'hypothèse que les variations de l'état hydrique de l'argile compactée, dues aux changements climatiques, ont une grande influence sur la réponse mécanique du milieu et par conséquent la performance à long terme des ouvrages à base de matériaux argileux compactés (ex. cas des couvertures des centres de stockage des déchets).

4.4 Conclusion

Dans ce chapitre, l'impact de la succion sur le fluage d'un sol argileux compacté a été étudié expérimentalement. Des essais de fluage avec chargement par paliers ont été effectués à l'aide de deux types d'œdomètre à succion contrôlée en condition isotherme. Les contraintes nettes verticales varient de 10 à 3600 kPa dans une large gamme de succion allant de 0 à 20,8 MPa (méthodes osmotique et solutions salines). Les courbes $e - \log \sigma_v^*$ et $e - \log t$ ont permis de déterminer l'indice de gonflement κ , l'indice de compression $\lambda(s)$ et le coefficient de fluage C_{ae} .

De plus, différentes relations telles que $C_{ae} - \sigma_v^*$ et $C_{ae} - C_c$ ont été analysées. Les points suivants peuvent être retenus pour le sol étudié dans la gamme de succion imposée :

1. L'augmentation de la succion durcit le sol et provoque une augmentation de la contrainte de préconsolidation apparente. La pente de la ligne de compression vierge montre une variation non monotone avec une valeur maximale sous une succion de 3,5 MPa. Ces résultats pourraient être liés à la structure interne initiale des éprouvettes, qui est contrôlée par la méthode de compactage lors de la préparation des éprouvettes.
2. Le comportement de fluage est fortement influencé par les changements de succion, le coefficient de fluage C_{ae} a une variation non monotone avec la succion. La valeur maximale de C_{ae} est obtenue sous une succion de 2 MPa. Ce comportement est plus marqué lorsque les contraintes nettes verticales sont plus élevées (> 500 kPa).
3. Pour des succions supérieures à 2 MPa, C_{ae} diminue avec l'augmentation de la succion. Ce phénomène pourrait être expliqué à la fois par le réarrangement de la structure interne et par la déformation des agrégats. Cependant, pour des succions inférieures à 2 MPa, C_{ae} augmente avec l'augmentation de la succion. La déformation associée au fluage pourrait être expliquée par le réarrangement de la structure interne.
4. Le coefficient de fluage C_{ae} et l'indice de compression C_c varient de la même façon avec la succion, une variation non monotone avec une valeur maximale sous une succion d'environ 2 MPa. Par conséquent, le concept de rapport C_{ae}/C_c peut être appliqué au sol argileux compacté dans la gamme de succion étudiée.

Ce travail a permis de recueillir des informations pour mieux comprendre le comportement de fluage des sols argileux compactés en fonction de la succion. Les résultats obtenus complètent une base de données pour modéliser le comportement des structures constituées de sols compactés sous l'effet des variations hydriques à long terme. Du point de vue expérimental, ces résultats devraient être complétés par des essais cycliques de séchage/humidification pour étudier l'impact de la variation de la succion sur le comportement de consolidation et de fluage des argiles compactées à long terme.

Effet de la vitesse de déformation sur le comportement hydromécanique de l'argile compactée en condition isotherme

Souvent associé exclusivement à des phénomènes de fluage, le comportement visqueux des argiles est également fonction de la vitesse de déformation. En effet, la vitesse de déformation a un impact significatif sur les caractéristiques mécaniques, notamment la contrainte de préconsolidation apparente. Les essais de caractérisation au laboratoire sont rapides et peuvent ne pas être représentatifs, en termes de temps et de vitesse de déformation caractéristiques, des applications géotechniques concernées. L'enjeu est donc de réussir à passer des vitesses de déformation élevées du laboratoire à celles qui prévalent in situ (cf. Leroueil et al., 1985 et Leroueil, 2006). L'intérêt de la méthode mise en œuvre dans ce chapitre est d'accéder à des vitesses de déformation plus faibles (de l'ordre de 10^{-8} s^{-1}) que les essais CRS (d'environ 10^{-6} s^{-1}), et ainsi de se rapprocher davantage des vitesses de déformation d'in situ ($<10^{-8} \text{ s}^{-1}$).

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer expérimentalement l'effet de la vitesse de déformation sur la compressibilité, et notamment le fluage d'une argile compactée à différentes succions en condition isotherme. Pour ce faire, des essais conventionnels de fluage à charge constante à durée prolongée avec une méthode d'interprétation proposée par Leroueil et al., 1985 sont réalisés. En effet, ces essais permettent, d'une part, d'accéder à des vitesses de déformation plus faibles que les essais CRS et, d'autre part, grâce au contrôle de la succion, ils offrent la possibilité d'évaluer l'impact de la succion sur le fluage de l'argile compactée étudiée.

La première partie de ce chapitre vise à analyser la relation contrainte–déformation–vitesse de déformation à différentes succions. Dans un premier temps, l'approche expérimentale adoptée est décrite. Ensuite, les résultats obtenus à l'état saturé sont présentés et comparés avec ceux

obtenus par Jarad (2016) sur le même matériau à différentes températures. Puis, les résultats d'essais obtenus à 0,25, 8,5 et 20,8 MPa sont présentés et commentés. Enfin, l'effet de la vitesse de déformation sur la contrainte de préconsolidation apparente à différentes succions est étudié en détails. L'étude de la variation du paramètre visqueux α avec la succion des sols fins compactés constitue le cœur de la seconde partie de ce chapitre. Dans un premier temps, les résultats d'essais effectués à succion contrôlée montrant l'évolution du paramètre α en fonction de la succion sont présentés, ensuite, ces résultats sont comparés avec ceux obtenus dans le chapitre 4. Cette comparaison a pour objectif de vérifier d'une part, la possibilité d'application de la relation $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v = C_{ae} / C_c$ aux matériaux argileux compactés à l'état saturé et non saturé et, d'autre part, de confirmer la variation non monotone de C_{ae} avec la succion.

5.1 Description de l'approche expérimentale adoptée

5.1.1 Démarche expérimentale et méthode de calcul

Afin de quantifier l'influence de la vitesse de déformation sur la compressibilité et le fluage à différentes succions, des essais de fluage ont été effectués en s'appuyant sur l'approche adoptée par Leroueil et al. (1985). Cette approche consiste à réaliser plusieurs essais de fluage au cours desquels l'éprouvette est d'abord chargée par paliers jusqu'à une contrainte initiale inférieure à la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p ; ensuite, elle est chargée en un palier jusqu'à une contrainte finale σ'_n (différente dans chaque essai) et maintenue sous cette contrainte pendant plus de 30 jours. L'origine des déformations correspond au début de ce chargement (σ'_n). Dans ce type d'essais, les vitesses de déformation axiales sont déterminées à partir des courbes de déformations en fonction du temps, et ce pour le dernier palier de fluage, en utilisant une méthode de dérivation. Le mode d'interprétation des essais est présenté en détail dans la partie suivante.

5.1.2 Procédure d'interprétation des résultats

En vue d'étudier l'impact de la vitesse de déformation sur le comportement mécanique d'une argile naturelle de Batiscan à l'état saturé, Leroueil et al. (1985) ont effectué des essais œdométriques de type CRS (cf. section 1.3.2, p15) et de fluage. Dans cette section, nous nous intéressons à la procédure d'interprétation et d'analyse des essais de fluage adoptée (Figure 5.1).

Leroueil et al. ont effectué neuf essais œdométriques de fluage où les contraintes finales du palier de fluage varient entre 67 et 151 kPa. La Figure 5.1a montre la relation entre la déformation axiale ϵ_v et le logarithme du temps ($\epsilon_v - \log t$) à différentes contraintes verticales

effectives. En dérivant les courbes déformation axiale-temps (ε_v -log t), on obtient les courbes déformation axiale ε_v –vitesse de déformation axiale $\dot{\varepsilon}_v$ (ε_v -log $\dot{\varepsilon}_v$) présentées dans la Figure 5.1b. La vitesse de déformation varie de façon continue au cours de la période d'essai, elle diminue avec le temps. Néanmoins, en faisant des coupes à $\dot{\varepsilon}_v = \text{constante}$, il devient alors possible de définir des courbes contrainte effective verticale σ'_v – déformation axiale ε_v correspondant à différentes vitesses de déformation 10^{-6} , 10^{-7} , 10^{-8} et 10^{-9} s⁻¹, courbes qui sont tracées sur la Figure 5.1c.

Par exemple, si l'on considère l'essai de fluage dans lequel $\sigma'_v = 121$ kPa est appliqué, après 2000 min, la déformation est égale à 15,5% (point A, Figure 5.1a), la vitesse de déformation de l'éprouvette à ce moment est de $2,10^{-7}$ s⁻¹ (point A, Figure 5.1b) et la contrainte de préconsolidation σ'_p correspondante à cette vitesse de déformation est d'environ 94 kPa (point A, Figure 5.1d). Tous les essais ont été interprétés de cette façon et les résultats sont représentés sur la Figure 5.1d. La Figure 5.1d montre également les valeurs de la contrainte de préconsolidation σ'_p déduites des essais CRS (cf. section 1.3.2, p16) effectués sur l'argile de Batiscan en fonction de la vitesse de déformation. Une augmentation de σ'_p avec la vitesse de déformation est observée. Le paramètre α ($\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\varepsilon}_v$) de l'argile de Batiscan est égal à 0,048 (cf. section 1.3.3.2). À partir de ces résultats, Leroueil et al. (1985) concluent que c'est la même relation contrainte-déformation-vitesse de déformation qui contrôle le comportement oedométrique du sol dans les essais CRS et fluage.

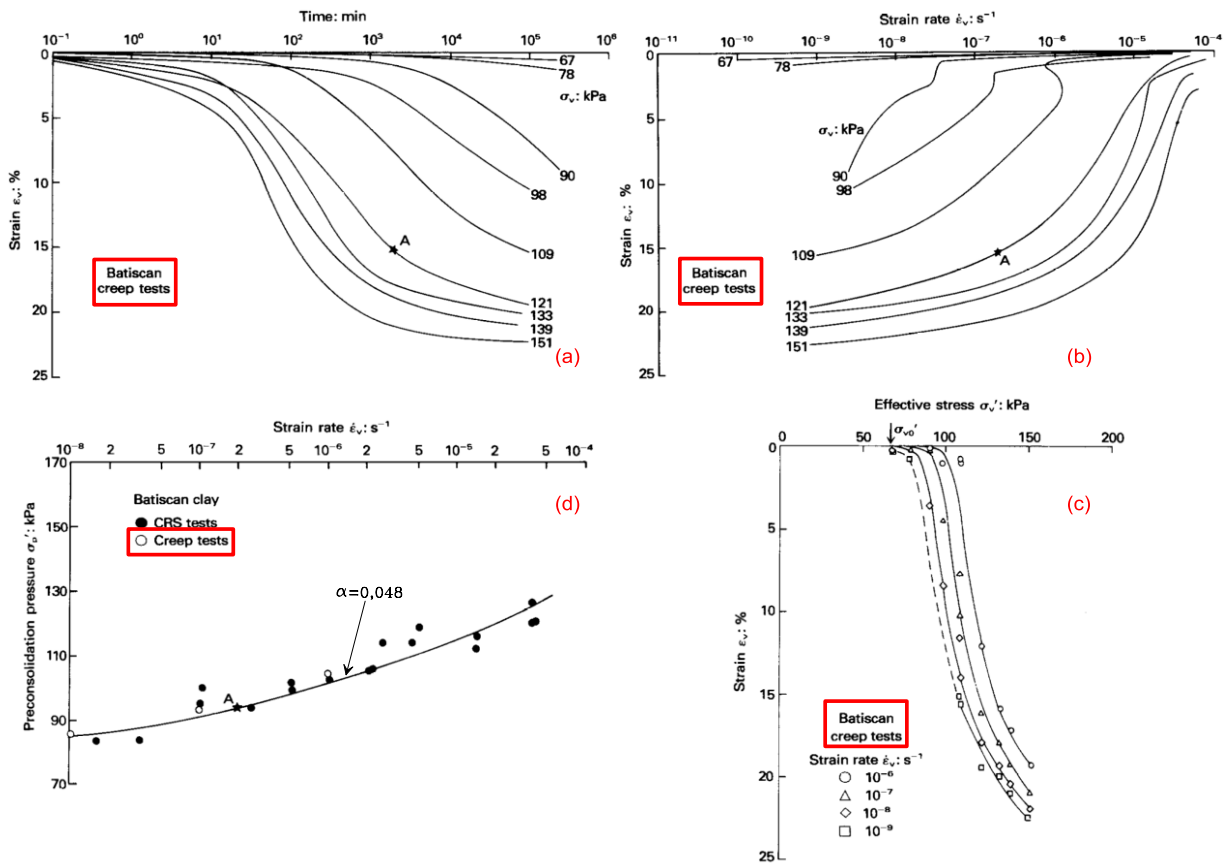


Figure 5.1. Comportement contrainte-déformation-vitesse de déformation des argiles de Batiscan (D'après Leroueil et al., 1985).

5.2 Stratégie et programme expérimental

Dans cette étude, les essais sont référencés afin d'identifier le type d'œdomètre utilisé ainsi que la méthode de contrôle de succion : TE pour les œdomètres à température contrôlée (utilisés ici à l'état saturé et à 20°C), SO pour les solutions osmotiques, et SV pour les solutions salines saturées. Les succions imposées sont 0, 0,25, 8,5 et 20,8 MPa. Le programme expérimental se compose de quatre séries d'essais (Tableau 5.1).

Les étapes de réalisation des essais de fluage à succion contrôlée sont schématisées dans la Figure 5.2. Tous les essais sont réalisés sur des éprouvettes compactées ayant une succion initiale d'environ $0,780 \pm 0,05$ MPa (cf. section 2.2.2). Une fois l'équilibre de déformation atteint sous la succion imposée, les éprouvettes sont chargées par paliers (σ_v'), puis chargées sous contrainte constante (σ_n') pendant au moins 30 jours. Les vitesses de déformation accessibles avec l'approche expérimentale adoptée varient de 10^{-5} à 10^{-8} s⁻¹ (Tableau 5.1).

Le choix des contraintes finales a été fait de sorte à encadrer la contrainte de préconsolidation apparente σ_p en gardant toujours un taux de chargement constant égal à 0.23 :

$$\sigma'_n = \sigma'_{ref} + 0,23\sigma'_p(s)[n-1] \quad (5.1)$$

où n est le numéro d'essai de fluage ; σ'_{ref} correspond à la contrainte finale de fluage du premier essai ; $\sigma'_p(s)$ la contrainte de préconsolidation apparente à une succion donnée s. Prenons l'exemple de l'essai TE5 réalisé sur une éprouvette saturée dont la contrainte de préconsolidation apparente est de 65 kPa et en partant d'une contrainte de référence σ'_{ref} égale à 50 kPa (essai TE1), la contrainte finale du palier de fluage σ'_n est égale à 110 kPa.

Tableau 5.1. Liste des essais œdométriques à succion contrôlée

Caractéristiques des essais thermomécaniques					Vitesse de déformation accessibles			
N° Série	Nombre d'essais	Succion (MPa)	Contrainte verticale (kPa)	Durée de palier(σ'_n)	$\dot{\epsilon}_v$ (s ⁻¹)			
					10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸
1	8	0	10 – 155	> 30 jours	✓	✓	✓	✓
2	8	0,25	10 – 962	> 30 jours	✓	✓	✓	✓
3	7	8,5	10 – 3505	> 30 jours	-	✓	✓	✓
4	5	20,8	50 - 2400	> 30 jours	✓	✓	✓	-

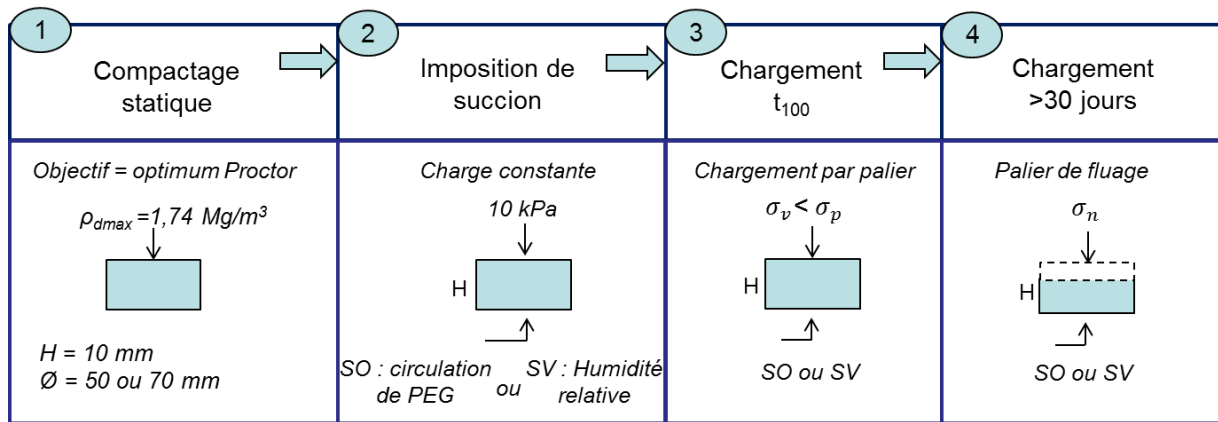


Figure 5.2. Étapes de réalisation des essais de fluage à succion contrôlée.

Les caractéristiques initiales de l'ensemble des essais réalisés sont résumées dans les Tableau 5.3, Tableau 5.4, Tableau 5.5 et Tableau 5.6. On y trouve aussi les détails sur les paliers de chargement et de fluage conduits dans chaque essai.

Tableau 5.2. Caractéristiques de l'ensemble des essais de fluage à l'état saturé (s=0 MPa).

Éprouvette No.	Succion (MPa)	H ₀ (mm)	État initial			Description détaillée des paliers de	
			w _i (-)	γ _{di} (Mg/m ³)	e ₀ (-)	Chargement (σ' _v)	Fluage (σ' _n)
Série N° 1	TE 1	0	9,97	16,50	1,76	10-16-30	50
	TE 2	0	10,06	15,95	1,75		65
	TE 3	0	9,97	16,86	1,75		80
	TE 4	0	10,01	16,86	1,76		95
	TE 5	0	10,02	16,86	1,76		110
	TE 6	0	10,00	17,04	1,76		125
	TE 7	0	10,06	17,04	1,75		140
	TE 8	0	9,97	17,04	1,76		155

Tableau 5.3. Caractéristiques de l'ensemble des essais de fluage à s=0,25 MPa.

Éprouvette No.	Succion (MPa)	H ₀ (mm)	État initial			Description détaillée des paliers de	
			w _i (-)	γ _{di} (Mg/m ³)	e ₀ (-)	Chargement (σ' _v)	Fluage (σ' _n)
Série N° 2	SO 1	0,25	9,98	17,35	1,74	10-16-30	50
	SO 2	0,25	10,00	16,68	1,75		180
	SO 3	0,25	10,01	16,68	1,75		310
	SO 4	0,25	10,02	16,68	1,75		440
	SO 5	0,25	9,98	17,35	1,74		576
	SO 6	0,25	10,00	17,35	1,74		702
	SO 7	0,25	10,03	17,35	1,74		836
	SO 8	0,25	10,02	17,35	1,74		962

Tableau 5.4. Caractéristiques de l'ensemble des essais de fluage à $s=8,5$ MPa.

Éprouvette No.	Succion (MPa)	H_0 (mm)	État initial			Description détaillée des paliers de	
			w_i (-)	γ_{di} (Mg/m ³)	e_0 (-)	Chargement (σ'_v)	Fluage (σ'_n)
Série N° 3	SO 1	8,5	10,02	16,81	1,75	0,517	1280
	SO 2	8,5	10,02	16,81	1,75	0,516	1651
	SO 3	8,5	10,03	16,81	1,75	0,519	2022
	SO 4	8,5	10,02	16,81	1,75	0,517	2392
	SO 5	8,5	9,93	16,68	1,76	0,502	2763
	SO 6	8,5	10,00	16,68	1,75	0,511	3134
	SO 7	8,5	10,02	16,68	1,75	0,514	3505

Tableau 5.5. Caractéristiques de l'ensemble des essais de fluage à $s=20,8$ MPa.

Éprouvette No.	Succion (MPa)	H_0 (mm)	État initial			Description détaillée des paliers de	
			w_i (-)	γ_{di} (Mg/m ³)	e_0 (-)	Chargement (σ'_v)	Fluage (σ'_n)
Série N° 4	SV 1	20,8	10,02	16,68	1,75	0,514	1280
	SV 2	20,8	10,00	16,68	1,76	0,510	1570
	SV 3	20,8	10,00	16,68	1,76	0,510	1940
	SV 4	20,8	10,01	16,68	1,74	0,511	2312
	SV 5	20,8	9,99	17,35	1,74	0,520	2400

5.3 Effets de la vitesse de déformation

5.3.1 Effet de la vitesse de déformation à l'état saturé

L'effet de la vitesse de déformation sur la compressibilité et le fluage a été d'abord étudié à l'état saturé. Pour ce faire, huit essais de fluage ont été effectués en suivant l'approche décrite (cf. sections 5.1), où les contraintes finales varient entre 50 et 155 kPa. Les résultats obtenus ont été analysés et interprétés tel qu'indiqué dans la section 5.1.2. La Figure 5.3 montre la relation entre la déformation axiale ε_v et le logarithme du temps (ε_v -log t) à différentes contraintes verticales effectives. La Figure 5.4 présente les mêmes résultats sous la forme déformation axiale ε_v – logarithme de la vitesse de déformation axiale $\dot{\varepsilon}_v$. La Figure 5.5 montre les courbes contrainte effective verticale σ'_v – déformation axiale ε_v , où chaque courbe correspond à une vitesse de déformation donnée allant de 10^{-5} à 10^{-8} s⁻¹. Nous pouvons y observer que ces courbes

dépendent de la vitesse de déformation, la vitesse ayant pour effet d'augmenter la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p . Il s'agit d'une translation de la courbe $\sigma'_v - \varepsilon_v$ vers les contraintes plus élevées au fur et à mesure que la vitesse de déformation augmente. L'écart entre deux courbes établies pour deux vitesses successives différentes, particulièrement à 10^{-6} , 10^{-7} et 10^{-8} s^{-1} , reste globalement constant.

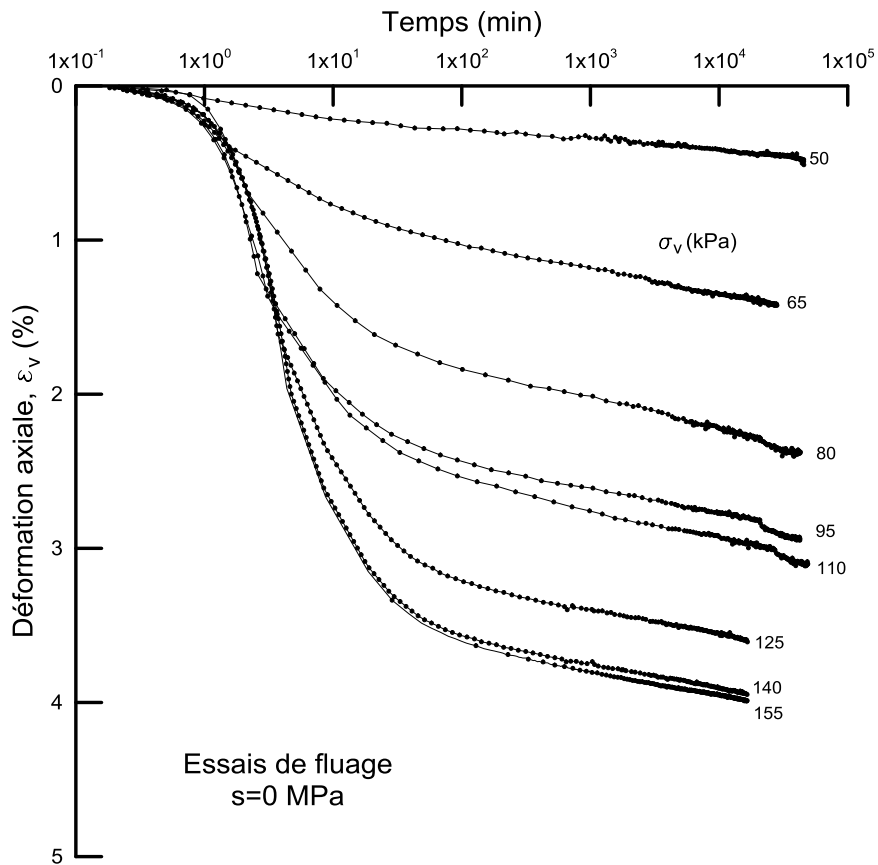


Figure 5.3. Évolution de la déformation axiale en fonction du temps sous différentes contraintes verticales à l'état saturé à 20°C.

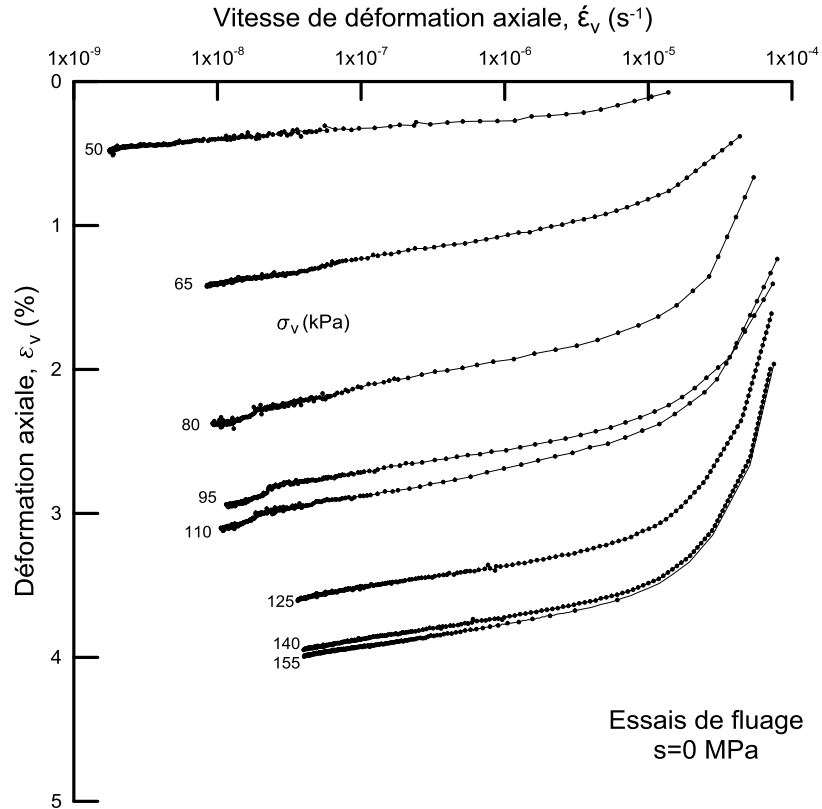


Figure 5.4. Évolution de la déformation axiale en fonction de la vitesse de déformation axiale sous différentes contraintes verticales à l'état saturé à 20°C.

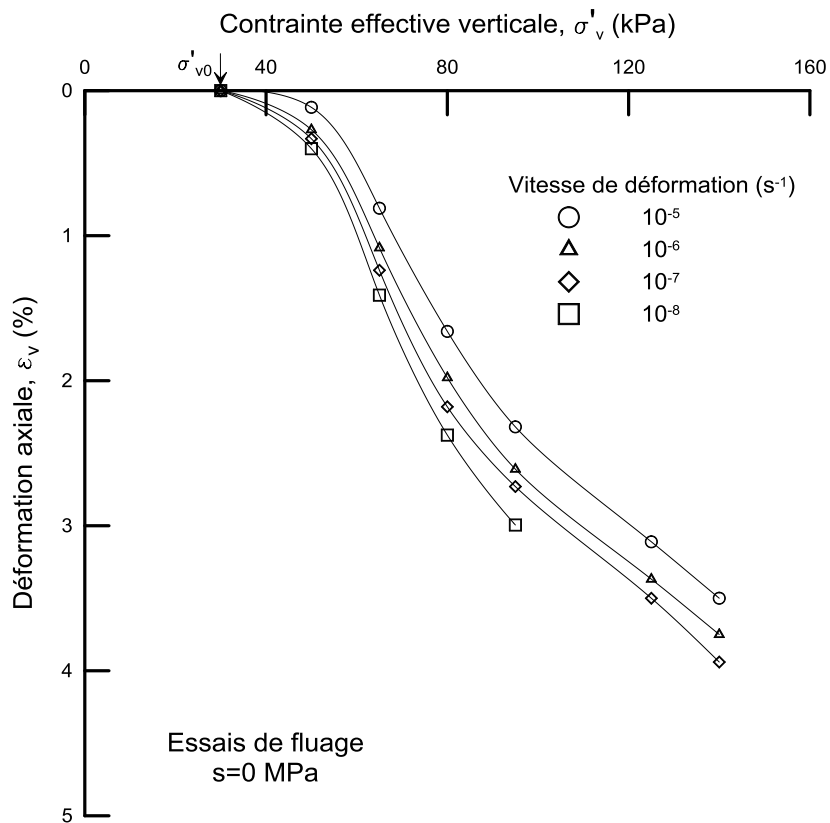


Figure 5.5. Relation déformation axiale – contrainte effective verticale – vitesse de déformation à l'état saturé à 20°C.

L'effet de la vitesse de déformation est établi à la Figure 5.6, qui montre une augmentation de l'ordre de 15,9% de σ'_p quand $\dot{\epsilon}_v$ varie de 10^{-8} à 10^{-5} s^{-1} . La Figure 5.6 montre également les résultats d'essais CRS effectués par Jarad (2016) sur le même matériau, préparé dans des conditions voisines que celles de cette étude, à des vitesses de déformation de $1,67 \cdot 10^{-6}$, $3,33 \cdot 10^{-6}$ et $3,33 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ sous différentes températures allant de 5 à 70°C . Ces résultats montrent que σ'_p augmente avec la vitesse de déformation quelle que soit la température. Nous pouvons aussi observer que les valeurs de σ'_p obtenues ici sont inférieures à celles déterminées directement des essais de compressibilité à court terme réalisés jusqu'à t_{100} (cf. 2.5.2). Ceci peut être expliqué par la vitesse de déformation très élevée dans les essais de compressibilité. La méthode mise en œuvre dans ce chapitre a permis d'accéder à des vitesses de déformation deux fois plus faibles que celles obtenues avec les essais CRS. En outre, la comparaison des résultats obtenus a mis en évidence l'existence d'une cohérence et une complétude entre les essais CRS et fluage.

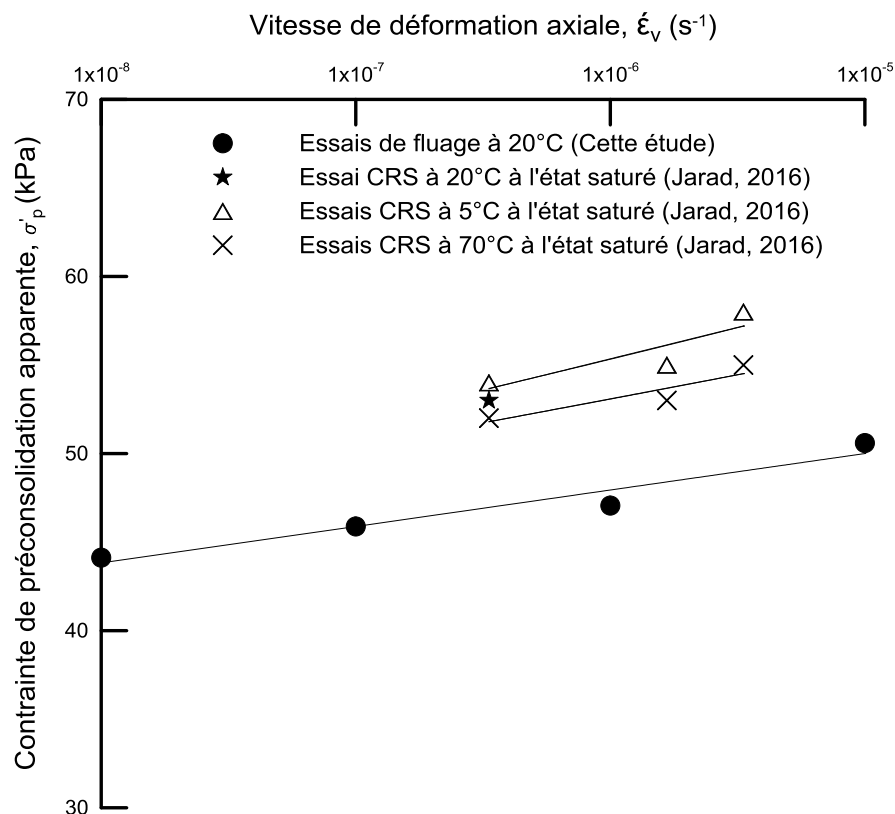


Figure 5.6. Évolution de la contrainte de préconsolidation apparente en fonction de la vitesse de déformation à l'état saturé à 20°C .

5.3.2 Effet de la vitesse de déformation à l'état non saturé

Les Figure 5.7, Figure 5.8 et Figure 5.9 montrent les résultats obtenus sur l'argile compactée étudiée à l'état non saturé. Les succions appliquées sont 0,25, 8,5 et 20,8 MPa. La Figure 5.7 regroupe les trois courbes de consolidation, variation de la déformation axiale avec le logarithme du temps ($\varepsilon_v - \log t$), obtenus sous des succions de 0,25, 8,5 et 20,8 MPa. Les contraintes verticales variaient respectivement de 50 à 962 kPa, de 1280 à 3505 kPa et de 1200 à 2400 kPa, à des succions de 0,25, 8,5 et 20,8 MPa. Les mêmes résultats sous la forme $\varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v$ sont présentés sur la Figure 5.8. Dans un premier temps, une augmentation de la déformation axiale avec la contrainte nette verticale est observée, ce phénomène s'accroît pour les contraintes nettes verticales plus élevées. Les résultats ont également mis en évidence un changement de pente brusque à la fin de quelques essais de fluage utilisant la méthode osmotique, notamment sous la succion 8.5 MPa. Ce comportement pourrait être lié à la dégradation de la membrane semi-perméable. Cette partie de l'essai n'a pas été analysée ni incluse dans les résultats.

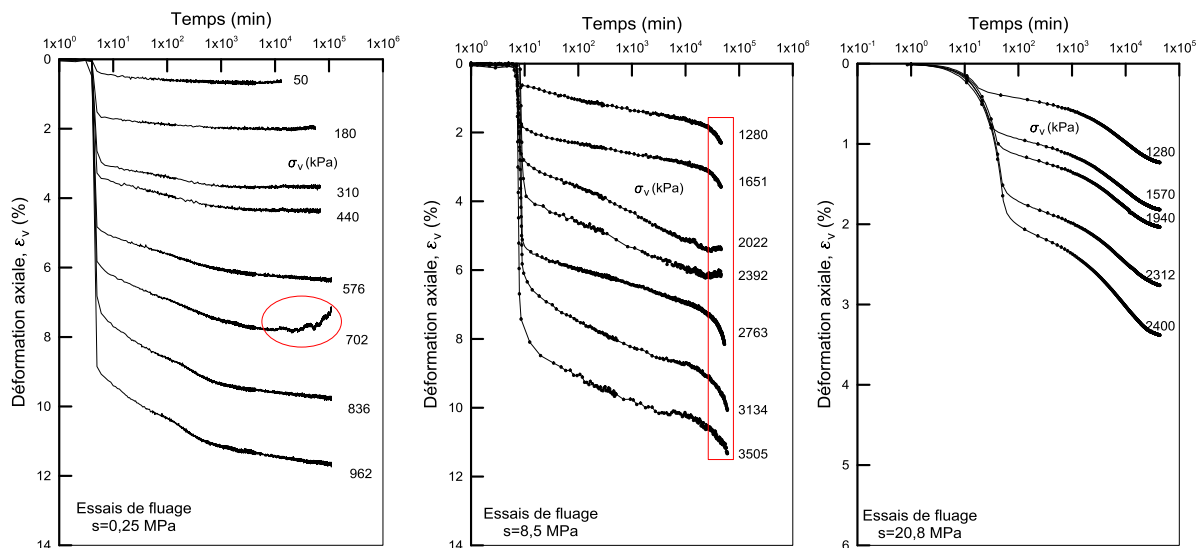


Figure 5.7. Évolution de la déformation axiale en fonction du temps sous différentes contraintes verticales à 0,25, 8,5 et 20,8 MPa.

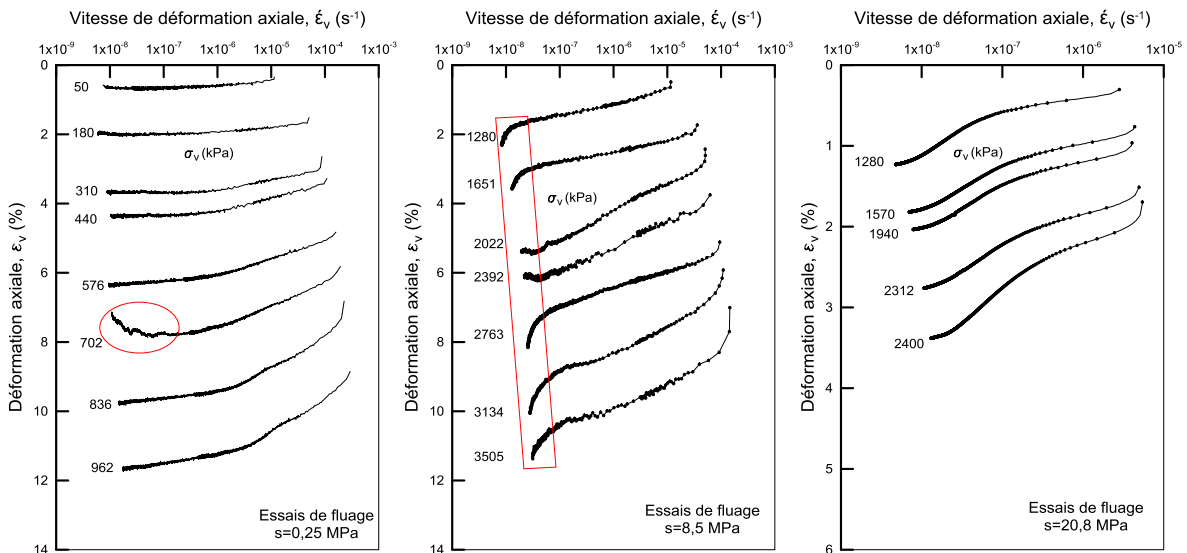


Figure 5.8. Évolution de la déformation axiale en fonction de la vitesse de déformation axiale sous différentes contraintes verticales à 0,25, 8,5 et 20,8 MPa.

La Figure 5.9 montre la relation contrainte nette verticale σ'_v – déformation axiale ε_v , montrant une translation des courbes, avec un écart quasiment constant, en fonction de la vitesse de déformation. Il peut être observé que la courbe contrainte nette verticale - déformation dépend de la vitesse. L'augmentation de la vitesse de déformation induit une augmentation de la contrainte de préconsolidation apparente. L'impact de la vitesse de déformation ainsi que la succion sur la contrainte de préconsolidation sera étudié en détail dans la section suivante.

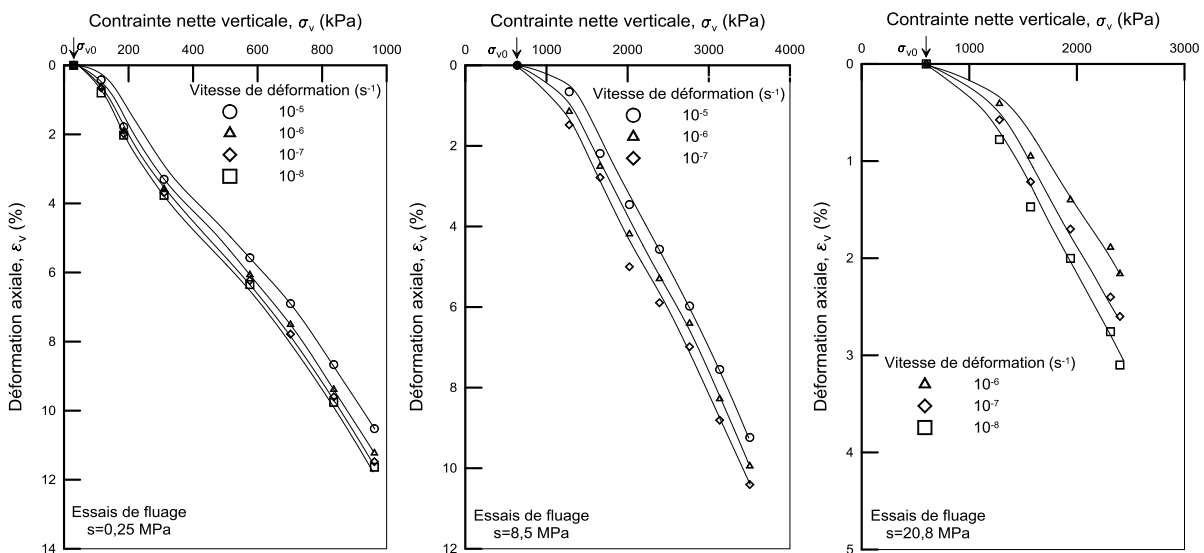


Figure 5.9. Relation déformation axiale – contrainte effective verticale – vitesses de déformation à 0,25, 8,5 et 20,8 MPa.

Les valeurs de contrainte de préconsolidation apparente σ'_p des éprouvettes testées ont été déterminées graphiquement à partir des Figure 5.5 et Figure 5.9. Les contraintes de préconsolidation apparentes déterminées pour les éprouvettes testées à 0, 0,25, 8,5 et 20,8 MPa

sont données dans Tableau 5.6. La relation contrainte de préconsolidation apparente σ'_p - succion a été représentée sur la Figure 5.10. D'une part, nous pouvons noter qu'au fur et à mesure que la succion du sol augmente, σ'_p augmente. Par exemple, à une vitesse de déformation de 10^{-6} s^{-1} , cette contrainte augmente de 47 à 1310 kPa quand la succion varie de 0 à 8,5 MPa. Cela correspond à un écrouissage positif ou un durcissement du sol en séchage. D'autre part, à une succion donnée, nous pouvons observer que plus la vitesse de déformation est faible, plus la contrainte de préconsolidation apparente est faible. Par exemple, sous une succion de 0,25 MPa, cette contrainte diminue de 132 à 105 kPa quand la vitesse de déformation varie de 10^{-5} à 10^{-8} s^{-1} . À partir des résultats résumés dans le Tableau 5.6 et la Figure 5.10, il peut être également noté que les valeurs de σ'_p , obtenus pour différentes vitesses de déformation, se stabilisent au-delà de la succion de 8.5 MPa.

Pour analyser davantage l'effet de la succion sur la contrainte de préconsolidation apparente, les courbes $\sigma'_p - \varepsilon_v$ obtenus sous des succions de 0, 0,25, 8,5 et 20,8 MPa pour une faible vitesse de déformation (10^{-7} s^{-1}) sont comparées. Une dépendance de la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p à la succion peut être clairement observée (Figure 5.5.11). La Figure 5.5.11 montre un bon ordonnancement, l'éprouvette saturée d'eau est moins compressible que l'éprouvette à 8,5 MPa et que celle à 20,8 MPa. L'essai à succion de 0,25 MPa s'insère bien entre les états hydriques extrêmes ; à zéro succion et à 8,5 MPa.

Tableau 5.6. Évolution de σ'_p avec $\dot{\varepsilon}_v$ à différentes succions.

Succion (MPa)	$\dot{\varepsilon}_v \text{ (s}^{-1}\text{)}$ 10^{-5}	$\dot{\varepsilon}_v \text{ (s}^{-1}\text{)}$ 10^{-6}	$\dot{\varepsilon}_v \text{ (s}^{-1}\text{)}$ 10^{-7}	$\dot{\varepsilon}_v \text{ (s}^{-1}\text{)}$ 10^{-8}
0	51	47	46	44
0,25	132	119	115	105
8,5	1397	1310	1248	–
20,8	–	1325	1288	1243

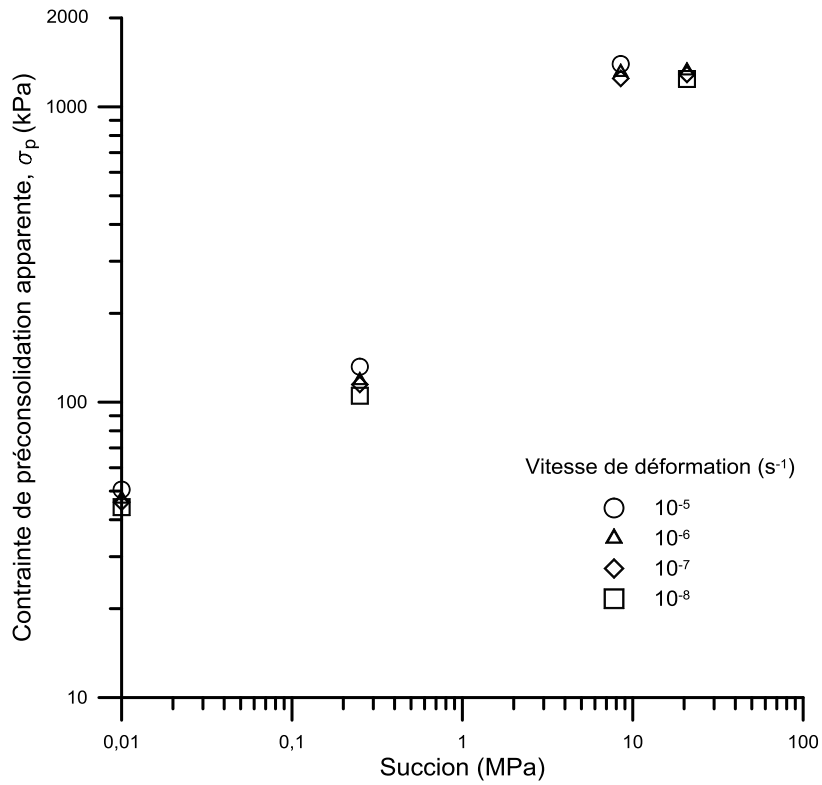


Figure 5.10. Évolution de la contrainte de préconsolidation avec la suction à différentes vitesses de déformation.

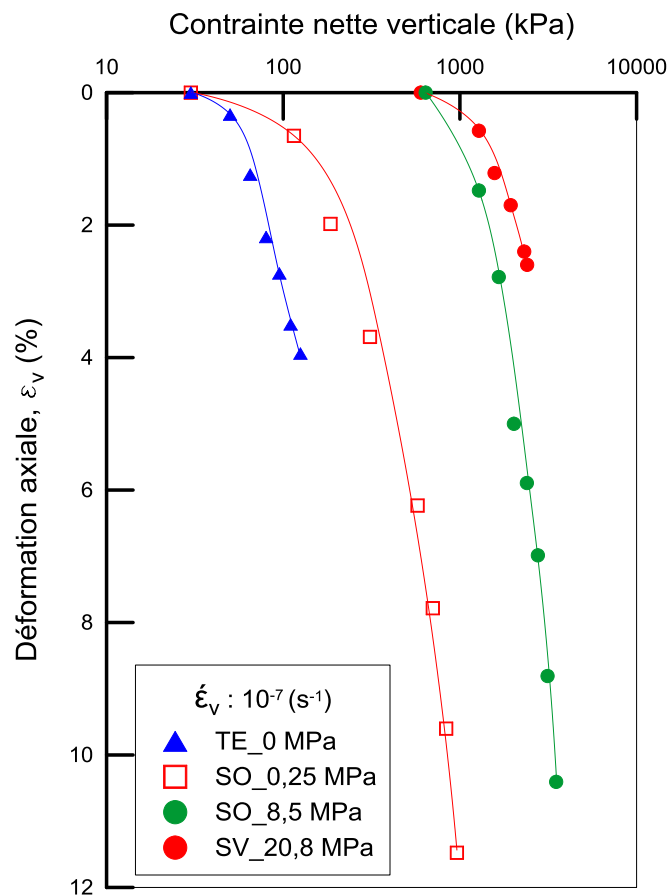


Figure 5.11. Relation déformation axiale – contrainte verticale – vitesses de déformation à 0, 0,25, 8,5 et 20,8 MPa.

Tous les résultats des essais ont révélé que les vitesses de déformation affectent les courbes de compression des argiles et les contraintes de préconsolidation apparentes σ'_p . Plus la vitesse de déformation est faible, plus la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p atteinte lors des essais œdométriques de fluage est faible.

5.3.3 Évolution du paramètre α avec la succion

Le paramètre α est défini comme la pente de la variation de la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p avec la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_v$. Afin d'évaluer le paramètre α de l'argile compactée étudiée ainsi que sa dépendance à la succion, les valeurs de σ'_p déterminées sous différentes succions à différentes vitesses de déformation sont présentées dans la Figure 5.12. Comme mentionné ci-dessus (section 5.2.4), les résultats présentés dans la Figure 5.12 montrent que le taux d'augmentation de σ'_p ne dépend pas uniquement de la vitesse de déformation appliquée mais aussi de la succion imposée. En effet, les pentes des droites de régression de la Figure 5.12 semblent varier également en fonction de la succion. Les valeurs de ces pentes ont été calculées (Tableau 5.7) et sont présentées sur la Figure 5.13. Une variation non monotone de α avec la succion est observée. À l'état saturé, la valeur de α est inférieure à celles mesurées à 0,25 et 8,5 MPa et supérieure à celle obtenue à 20,8 MPa. Ce paramètre varie dans une gamme étroite allant de 0,014 à 0,031.

Tableau 5.7. Évolution de σ'_p avec $\dot{\epsilon}_v$ à différentes succions.

Succion (MPa)	0	0,25	8,5	20,8
Paramètre α ($\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$)	0,019	0,031	0,024	0,014

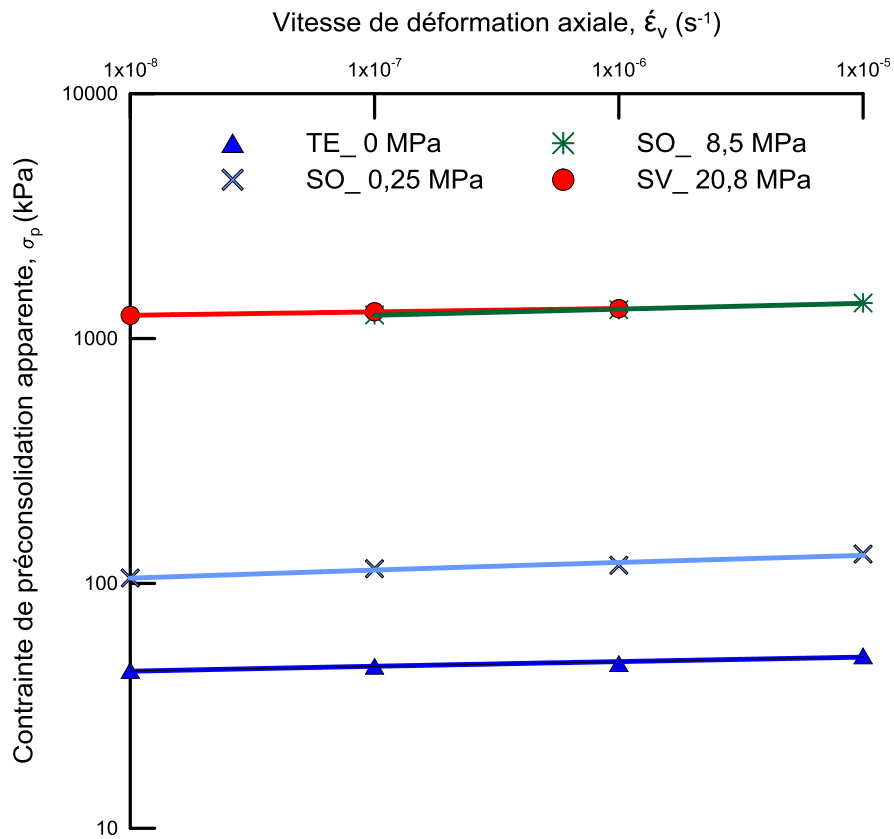


Figure 5.12. Évolution de la contraite de préconsolidation apparente avec la vitesse de déformation à différentes succions.

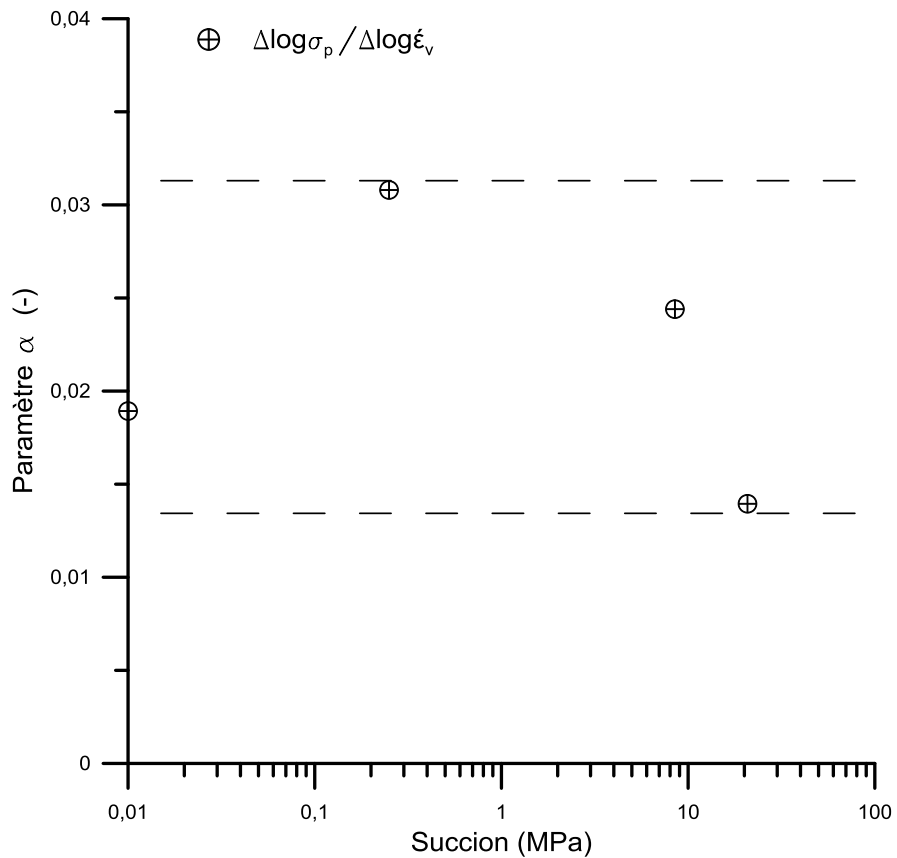


Figure 5.13. Évolution du paramètre α avec la succion.

5.4 Évaluation de la relation $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v - C_{ae}/C_c$

D'après Leroueil et al., 1985, le paramètre α est égale au rapport C_{ae}/C_c d'un sol donné, $\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v = C_{ae}/C_c$. L'objectif de la partie suivante consiste à vérifier la possibilité d'appliquer cette relation au sol argileux compacté étudié à différentes configurations hydriques (succions). Pour ce faire, les valeurs du rapport $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$ sont comparées à celles du rapport C_{ae}/C_c obtenues dans le chapitre 4 (section 4.3.3). La Figure 5.14 montre la variation du paramètre α , calculé à partir des deux rapports, avec la succion. Les résultats montrent une similitude remarquable entre les deux rapports. En effet, sous les mêmes succions, la variation de $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$ avec la succion a une forme similaire à la variation de C_{ae}/C_c (Figure 5.14). C_{ae}/C_c augmente avec la succion, les valeurs maximales étant atteintes pour une succion de 2 MPa, pour ensuite diminuer. Néanmoins, aucune donnée expérimentale du rapport $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$ permettant de confirmer cette similitude n'est disponible pour des succions comprises entre 0,25 et 8,5 MPa. Par conséquent, on peut conclure que la relation $\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v = C_{ae}/C_c$ est valable pour le sol argileux compacté étudié dans les cas saturés et non saturés (pour des succions inférieures à 0,25 et supérieures à 8,5 MPa).

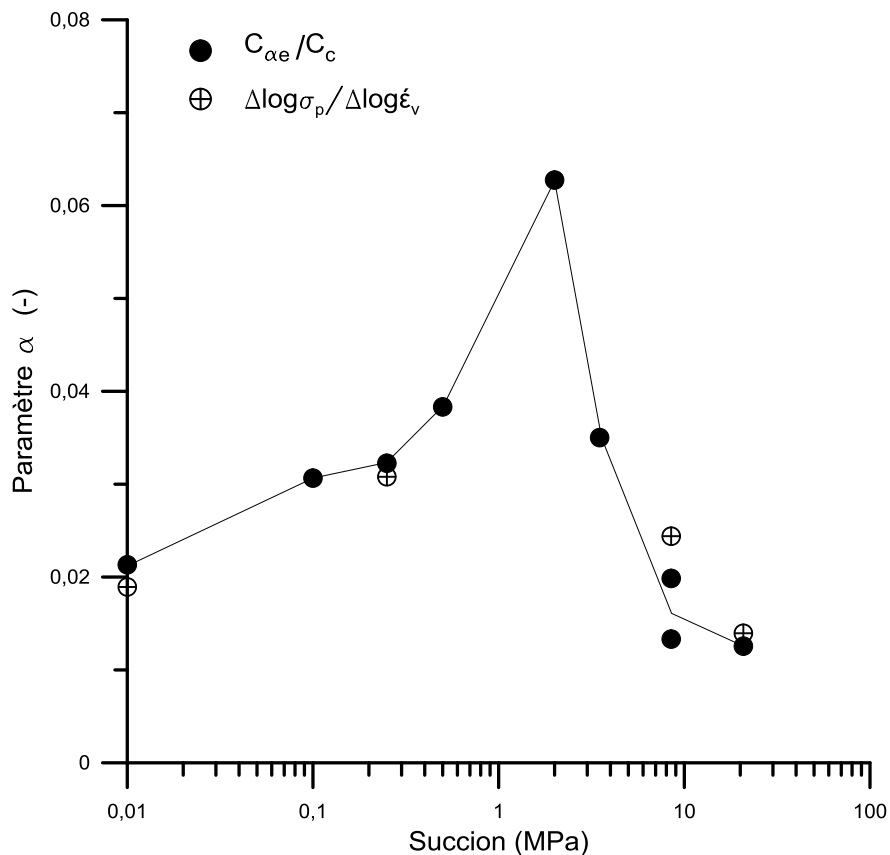


Figure 5.14. Évolution du paramètre α avec la succion : superposition des valeurs $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$ et de C_{ae}/C_c .

De l'analyse mentionnée ci-dessus, le paramètre α ($\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$) est égal au rapport $C_{\alpha e} / C_c$, à une succion donnée, le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ peut être donc estimé en utilisant le paramètre α et le coefficient de compression C_c . La Figure 5.15 montre la variation du coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ avec la succion de l'argile compactée étudiée. Les valeurs estimées de $C_{\alpha e}$ sont de $3,53 \cdot 10^{-3}$, $5,43 \cdot 10^{-3}$, $4,73 \cdot 10^{-3}$ et $1,32 \cdot 10^{-3}$ correspondant à des succions de 0, 0,25, 8,5 et 20,8 MPa, respectivement. Le coefficient de compression C_c , a été obtenu à partir des courbes ($e - \log \sigma_v$) obtenues à différentes succions à la fin de la consolidation primaire t_{100} , comme mentionné précédemment à la section 4.2. Les valeurs de $C_{\alpha e}$ obtenues à la contrainte nette verticale de 1280 kPa pour chaque essai de fluage à succion contrôlée (cf. section 4.3.2) sont également présentées sur la Figure 5.15. Cette figure met en évidence l'existence d'une similitude entre les valeurs de $C_{\alpha e}$ estimées à partir du paramètre α et de C_c , et celles mesurées directement à partir des essais de fluage pour le palier 1280 kPa. Ces résultats montrent d'une part, que c'est la même relation contrainte-déformation-vitesse de déformation qui contrôle le comportement œdométrique de l'argile compactée étudiée dans les deux types d'essais de fluage (par paliers et à vitesse de déformation), et d'autre part, ils confirment encore que le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ peut être considéré comme étant dépendant à la fois de la succion et de la contrainte nette verticale, $C_{\alpha e}$ varie d'une manière non monotone avec la succion, en particulier pour des contraintes nettes verticales plus élevées.

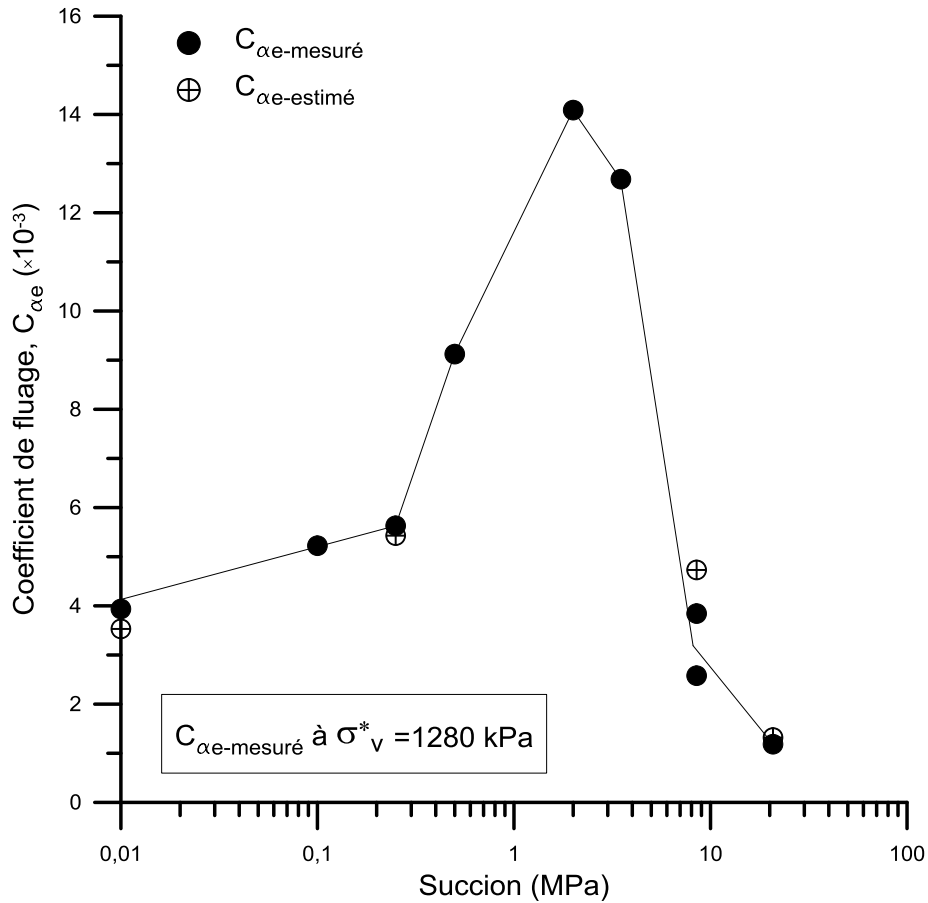


Figure 5.15. Évolution du coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ avec la succion : superposition des valeurs de $C_{\alpha e}$ mesurées (cf. chapitre 4) et celles estimées à partir du paramètre α ($\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$) et de C_c à une succion donnée.

5.5 Discussion

L'effet de la vitesse de déformation sur le comportement dépendant du temps de l'argile compactée étudiée a été étudié sur une large gamme de succion (de 0 à 20,8 MPa). Dans un premier temps, les résultats obtenus ont montré que la courbe $\sigma'_v - \epsilon_v$ dépendait de la vitesse : plus la vitesse de déformation est faible et plus la déformation est importante. L'analyse des courbes $\sigma'_v - \epsilon_v$ pour différentes vitesses de déformation a indiqué que plus la durée d'application de la contrainte verticale est longue (c.-à-d., vitesse de déformation faible), plus la contrainte de préconsolidation apparente est faible. Ces observations sont valides pour toutes les valeurs de succions imposées. Ce comportement a été observé à plusieurs reprises dans la bibliographie (par exp. Leroueil et al., 1985 ; Boudali, 1995 ; Qin et al., 2015 ; Jarad et al., 2017 ; Troupel, 2017).

Le paramètre α ($\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$), la pente de la variation de la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p avec la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_v$, a été déterminé pour les succions 0, 0,25, 8,5 et 20,8 MPa. Une forte dépendance de ce paramètre à la succion a été mise en évidence, α varie

d'une manière non monotone avec la succion. En outre, une bonne correspondance entre les essais de fluage à vitesses de déformation et les essais de fluage par paliers a été notée. À une succion donnée, la variation de σ'_p avec $\dot{\epsilon}_v$ est très similaire à celle de C_{ae} avec C_c . Par ailleurs, nos résultats ont permis de confirmer la validité de l'hypothèse établie par Leroueil et al., 1985 ($\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v = C_{ae} / C_c$) et la possibilité de son application également à l'argile compactée étudiée à la fois à l'état saturé et non saturé. Ils confirment encore que le coefficient de fluage C_{ae} peut être considéré comme étant dépendant à la fois de la succion et de la contrainte nette verticale, C_{ae} varie d'une manière non monotone avec la succion, en particulier pour des contraintes nettes verticales plus élevées (Figure 5.15).

Les travaux expérimentaux étudiant à la fois l'influence de la vitesse de déformation et des variations de succion sur le comportement à long terme des argiles compactées sont très limités. Lai et al., 2014 ont effectué une série d'essais de fluage triaxiaux avec contrôle de la succion sur des éprouvettes d'argile provenant d'un grand glissement de terrain dans la région du réservoir des Trois Gorges en Chine. Les résultats indiquent que, dans des coordonnées en double logarithme, la déformation axiale augmente linéairement et la vitesse de déformation axiale diminue linéairement selon le temps écoulé; de même que la déformation axiale et la vitesse de déformation axiale augmentent lorsque les niveaux de contraintes déviatoriques augmentent et que la succion matricielle diminue. Qin et al. (2015) ont effectué une série d'essais à vitesse constante de déformation (CRS) à succion contrôlée (y compris des essais CRS à un palier unique et par paliers) sur la bentonite compacte GMZ01. Ces auteurs ont observé que le paramètre α ($\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$) est fortement dépendant de la succion imposée, il diminue avec l'augmentation de la succion. Par exemple, α diminue de 0,064 à 0,028 au fur et à mesure que la succion augmente de 0 à 110 MPa.

L'importance de la vitesse de déformation et de la succion sur le comportement de fluage a également été confirmée par De Gennaro et al. (2003, 2005), Priol (2005), Priol et al. (2007), De Gennaro et Pereira (2008) et Pereira et De Gennaro (2009) sur des craies intactes saturées d'huile, partiellement saturées d'eau et sèches. De Gennaro et al. (2003), ont réalisé une série d'essais de compression triaxiale isotrope sur la craie de Lixhe à succion contrôlée par la méthode osmotique et par la technique de translation d'axe. Les résultats expérimentaux ont montré que la déformation de fluage et la vitesse de déformation des éprouvettes diminuent avec l'augmentation de la succion. Ces résultats d'essais œdométriques de fluage et à vitesse de déformation constante obtenus par Priol (2005) ont montré que le coefficient de fluage dépendait à la fois de la vitesse de déformation et de la succion. Les résultats ont montré, dans un premier

temps, que plus la teneur en eau est élevée, plus le coefficient de fluage est élevé. De plus, la dépendance du paramètre α à la succion ($\alpha = \alpha(s)$) a été constatée, les valeurs de α diminuent avec l'augmentation de la succion. Ces observations ont été expliquées par l'effet affaiblissant de l'eau (De Gennaro, 2008). Comme la pente $\alpha(s)$ peut être facilement identifiée avec le rapport C_{ae}/C_c , ce qui indique un couplage entre la succion, la vitesse de déformation et le fluage. L'équation ($\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$) et l'égalité $\alpha(s) = C_{ae}/C_c$ sont les principes du cadre théorique du modèle RASTRA proposé par De Gennaro et Pereira (2008) pour la modélisation constitutive du comportement à long terme des craies multiphasiques. En se basant sur le modèle Isotach proposé par Šuklje (1957) et le modèle BBM d'Alonso et al. (1990), le modèle RASTRA propose une expression de la variation $\sigma'_p - \dot{\epsilon}_v$ dans laquelle le paramètre $\alpha(s)$ est contrôlé par la variation de la pente $\lambda(s)$ qui est supposée diminuer de manière monotone avec la succion dans le modèle BBM, ce qui n'est pas le cas dans les essais qui ont été présentés dans cette étude. Il n'est donc pas possible d'utiliser ici le modèle développé par De Gennaro et Pereira (2008).

Ces essais ont permis d'évaluer l'effet de la vitesse de déformation sur le comportement mécanique de l'argile compactée étudiée en fonction de la succion dans un intervalle de 0 à 20,8 MPa. Une forte dépendance de la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p à la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_v$ et à la succion s a été mise en évidence, σ'_p augmente avec l'augmentation de la vitesse de déformation et de la succion. Le paramètre α ($\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$) varie d'une manière non monotone avec la succion. En comparaison avec les résultats obtenus dans le chapitre 4 (cf. section 4.3.2), la variation de α avec la succion est similaire à la variation de C_{ae}/C_c (Figure 5.14). Par conséquent, nous pouvons conclure que la relation $\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v = C_{ae}/C_c$ est valable pour les matériaux compactés à l'état saturé et non saturé.

5.6 Conclusion

Dans ce chapitre, le comportement visqueux, dépendant du temps, d'un sol argileux compacté a été étudié expérimentalement sous différents états hydriques. Des essais œdométriques de fluage de longue durée, plus de 30 jours, conduits au moyen des œdomètres à succion contrôlée en condition isotherme. Les vitesses de déformations appliquées varient de 10^{-5} à 10^{-8} s^{-1} dans une large gamme de succion allant de 0 à 20,8 MPa (méthodes osmotique et solutions salines). Les courbes $\epsilon_v - \log t$ et $\epsilon_v - \log \dot{\epsilon}_v$ ont permis de tracer les courbes $\epsilon_v - \sigma'_v$ pour différentes vitesses de déformation, à partir desquelles la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p a été

déterminée pour une succion donnée s . De plus, différentes relations telles que $\sigma'_p - \dot{\epsilon}_v$, $\Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v - s$, $C_{ae}/C_c - s$ et $C_{ae} - s$ ont été analysées. Les points suivants peuvent être retenus pour le sol étudié dans la gamme de succion imposée :

1. La contrainte de préconsolidation σ'_p dépend à la fois de la vitesse de déformation appliquée et de la succion imposée, σ'_p augmente avec l'augmentation de la vitesse de déformation et de la succion. Les valeurs de σ'_p , obtenus pour différentes vitesses de déformation, se stabilisent au-delà de la succion de 8.5 MPa.
2. Le paramètre visqueux α dépend fortement de la succion, α varie d'une manière non monotone avec la succion.
3. La variation de σ'_p avec $\dot{\epsilon}_v$ est très similaire à celle de C_{ae} avec C_c .
4. La relation $\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v = C_{ae}/C_c$ est également valable pour le sol argileux compacté étudié dans les cas saturés et non saturés.
5. Le coefficient de fluage C_{ae} dépend à la fois de la succion et de la contrainte nette verticale, C_{ae} varie d'une manière non monotone avec la succion, en particulier pour des contraintes nettes verticales plus élevées.

Ce travail a permis de recueillir des informations pour mieux comprendre le comportement visqueux dépendant du temps, plus précisément, la dépendance de la sensibilité de la réponse du matériau à la vitesse de déformation, des sols argileux compactés en fonction de la succion. Du point de vue expérimental, ces résultats devraient être complétés par des essais de fluage à vitesse de déformation pour des succions comprises entre 0,780 MPa (succion initiale) et 2 MPa (succion à laquelle la compressibilité est maximale) pour analyser davantage la variation non monotone de C_{ae} avec la succion.

Conclusion générale et perspectives

L'objectif de ce travail était d'étudier expérimentalement le fluage d'une argile compactée soumise à des sollicitations complexes thermo-hydrromécanique. Les sols argileux compactés étant utilisés dans de nombreuses applications en génie civil et en géotechnique telles que les digues, les barrages, les sites de stockage de déchets (ménagers, industriels, nucléaires), etc., l'étude de l'impact des variations de température et de succion sur la durabilité des propriétés hydrromécaniques, notamment le fluage, de ces matériaux est donc essentielle pour une meilleure compréhension et prévision de leur comportement in situ à long et à très long terme.

La synthèse bibliographique a mis en évidence l'importante influence de la température et de la succion sur le fluage des sols. Néanmoins, ces conclusions découlent de travaux effectués principalement sur des argiles naturelles, des craies, des roches, et rarement sur des sols argileux compactés. Les données bibliographiques disponibles ont également montré que le comportement des sols argileux est contrôlé par la vitesse de déformation. Cependant, rares sont les études qui quantifient à la fois l'impact de la vitesse de déformation et de la succion sur la compressibilité des argiles. Ainsi, pour appréhender davantage le comportement à long et à très long terme des sols argileux compactés exposés à des variations de température et de succion, la stratégie de travail mise en œuvre dans cette thèse a consisté à quantifier expérimentalement (1) l'effet de la température sur le fluage à l'état saturé, (2) l'effet de la succion sur le fluage en condition isotherme, et (3) l'effet combiné de la vitesse de déformation et de la succion sur la compressibilité et le fluage en condition isotherme.

Le chapitre 2 a fait l'objet d'une caractérisation du matériau, techniques et dispositifs expérimentaux. En cohérence avec les objectifs de la thèse, différentes méthodes expérimentales ont été développées et adaptées. La méthode de préparation et de compactage des éprouvettes a

été mise au point. Un œdomètre à température contrôlée a été développé pour quantifier l'impact de la température sur le fluage. Concernant l'impact de la succion, deux types d'œdomètres à succion contrôlée utilisant la méthode osmotique et la technique des solutions salines ont été adaptés et employés. Une procédure expérimentale détaillée de l'essai a été décrite. Les premiers résultats de validation de l'utilisation des dispositifs, procédures et protocoles expérimentaux ont également été présentés.

Dans le troisième chapitre, l'impact de la température sur la compressibilité et le fluage d'un sol argileux compacté saturé a été étudié. Les résultats ont montré que la contrainte de préconsolidation apparente σ'_p diminue avec la température. Une dépendance du coefficient de fluage C_{ae} à la contrainte effective et à la température a été observée. C_{ae} augmente avec l'augmentation de la température, en particulier à des contraintes plus élevées. Cette augmentation peut être expliquée, entre autres, par la réduction de la viscosité de l'eau interstitielle et par l'affaiblissement des liaisons interparticulaires à des températures plus élevées. Les relations entre le coefficient de fluage C_{ae} , l'indice de compression C_c et l'indice de compression incrémental C^*_c ont également été analysées et semblent dépendre de la température, avec des rapports (C_{ae}/C_c) et (C_{ae}/C^*_c) légèrement plus élevés à des températures plus élevées en raison de l'augmentation de C_{ae} avec la température.

Le quatrième chapitre avait pour objectif de quantifier expérimentalement l'impact de la succion sur la compressibilité et le fluage d'un sol argileux compacté. Des essais à court et à long terme avec chargement par paliers ont été effectués à l'aide de deux types d'œdomètre à succion contrôlée en condition isotherme. Les résultats ont montré que l'augmentation de la succion durcit le sol et provoque une augmentation de la contrainte de préconsolidation apparente. L'indice de compression C_c et le coefficient de fluage C_{ae} varient d'une manière non monotone avec une valeur maximale sous une succion de 3,5 et de 2 MPa, respectivement. La variation de ces paramètres apparaît fortement liée à la structure interne du sol. Pour des succions supérieures à 2 MPa, C_{ae} diminue avec l'augmentation de la succion. Ce phénomène pourrait être expliqué à la fois par le réarrangement de la structure interne et par la déformation des agrégats. Cependant, pour des succions inférieures à 2 MPa, C_{ae} augmente avec l'augmentation de la succion. La déformation associée au fluage pourrait être expliquée par le réarrangement de la structure interne. Le rapport C_{ae}/C_c dépend fortement de la succion, il varie d'une manière non monotone avec la succion.

Le cinquième chapitre était consacré à l'étude de l'impact de la vitesse de déformation sur la compressibilité et le fluage à différentes succions. Les résultats ont montré que la contrainte de

préconsolidation apparente σ'_p dépend à la fois de la vitesse de déformation appliquée et de la succion imposée, σ'_p augmente avec l'augmentation de la vitesse de déformation et de la succion, et puis se stabilise au-delà de la succion de 8,5 MPa. Le paramètre α ($\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$) dépend fortement de la succion, il varie d'une manière non monotone avec la succion. En outre, la comparaison de ces résultats avec ceux obtenus dans le chapitre 4 a indiqué que la variation de σ'_p avec $\dot{\epsilon}_v$ est très similaire à celle de C_{ae} avec C_c , et, par conséquent, la relation $\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log \dot{\epsilon}_v = C_{ae} / C_c$ est également valable pour le sol argileux compacté étudié dans les cas saturés et non saturés.

Cette étude a permis de recueillir des informations essentielles pour mieux appréhender le comportement de fluage des sols argileux compactés en fonction de la température et de la succion. Cependant, plusieurs questions restent sans réponses, questions qui ont été évoquées lors de ce travail.

- Concernant l'effet de la température, les résultats obtenus devraient être complétés par des essais cycliques de chauffage / refroidissement afin d'évaluer l'impact de ces variations sur la compressibilité des argiles compactées à long et à très long terme.
- Quant à l'effet de la succion, pour analyser davantage la variation non monotone de la compressibilité avec la succion, il serait souhaitable de réaliser quelques essais complémentaires à des succions comprises entre 0,780 MPa (suction initiale) et 2 MPa (suction à laquelle la compressibilité est maximale). Une caractérisation microstructurale à l'échelle microscopique permettrait de confirmer ou d'infirmer l'hypothèse liée à l'évolution de la structure interne des éprouvettes avec la succion. Il est également important d'étudier le comportement des argiles compactées sous cycles de séchage/humidification.
- Finalement, pour une évaluation approfondie des couplages thermo-hydomécanique dont les sols argileux compactés font l'objet, il serait intéressant de développer et d'utiliser un dispositif expérimental permettant d'imposer simultanément des chargements en température, en succion et en contrainte.

Bibliographie

- Adachi, T., & Oka, F. (1982). Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 22(4), 57–70.
- Adachi T, O. F. and M. M. (1996). Modeling aspects associated with time dependent behavior of soils. In *Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior. American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, NY, USA, Geotechnical Special Publication, 61(61–95)*.
- AFNOR. (1993). NF P94-051 - Sols: reconnaissance et essais: Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau. *Association Française de Normalisation, Paris, France*.
- AFNOR. (1999). NF P94-093 - Sols: Reconnaissance et essais : Détermination des références de compactage d'un matériau. Essai Proctor Normal - Essai Proctor Modifié. *Association Française de Normalisation, Paris, France*.
- Akagi, H., & Komiya, K. (1995). Constant rate of strain consolidation properties of clayey soil at high temperature. In *Proc. Int. Symp. Compression and Consolidation of Clayey Soils–IS–Hiroshima*. (Vol. 95, pp. 3–8).
- Alonso, E. E., & Cardoso, R. (2010). Behavior of materials for earth and rockfill dams: Perspective from unsaturated soil mechanics. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, 4(1), 1–39.
- Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), 405–430.

- Anagnostopoulos, C.A., Grammatikopoulos, I. N. (2009). A new model for the prediction of secondary consolidation index of low and medium plasticity clay soils. *European Journal of Scientific Research ISSN 1450-216X*, 34(4), 542–549.
- Andra. (2012). Etude des scenarios de gestion a long terme des dechets de faible activite massique a vie longue. *Document technique*. 56p.
- Andra. (2015). Projet de stockage de déchets radioactifs de faible activité massique à vie longue (FA-VL). *Rapport d'étape 2015*. 66p.
- Ashrafi, H. (2014). Implementation of a Critical State Soft Soil Creep Model with Shear Stiffness. *Thèse de maîtrise. Institutt for bygg, anlegg og transport*. 120p.
- ASTM D 4546-90. (1990). One-dimensional swell or seoulement potential of cohesive soifs. *ISBN: 0- 8031-2129-6. Vol. 4.08, pp. 693-699*.
- Augustesen, A., Liingaard, M., & Lade, P. V. (2004). Evaluation of time-dependent behavior of soils. *International Journal of Geomechanics*, 4(3), 137–156.
- Barden, L. (1969). Time dependent deformation of normally consolidated clays and peats. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div. ASCE*, 95(SM1), 1–31.
- Berre, T. & Iversen, K. (1972). Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression. *Géotechnique*, 22(1), 53–70.
- Bjerrum, L. (1967). Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Géotechnique*, 17(2), 81–118.
- Blümling, P., Bauer-Plaindoux, C., Mayor, J.C., Alheid, H.J., Fukaya, M. (2000). Geomechanical investigations at the underground rock laboratory Mont-Terri. In *N. Hoteit et al. (Eds.). Int. Workshop on THM modeling of argillaceous rocks, Ecole des Mines de Paris, France*. (pp. 275–284).
- Boudali, M., Leroueil, S., et Murthy, B. S. (1994). Viscous behaviour of natural clays. *Proc. 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, 1*, 411–416.
- Boudali, M. (1995). Comportement tridimensionnel et visqueux des argiles naturelles. *Thèse de Doctorat, Université Laval, Québec*, 490p.
- Buisman, A. S. K. (1936). Results of long duration settlement tests. In *Proceedings 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 1, pp.

- 103–106).
- Burghignoli, A., Desideri, A., & Miliziano, S. (1992). Deformability of clays under non isothermal conditions. *RIG*, 4, 227–236.
- Burghignoli, A., Desideri, A., & Miliziano, S. (2000). A laboratory study on the thermomechanical behaviour of clayey soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(4), 764–780.
- Cabot, L., et Le Bihan, J. P. (1993). Some properties of a clay with the “optimal line of compaction.” *Canadian Geotechnical Journal/Revue Canadienne de Geotechnique*, 30(6), 1033–1040.
- Campanella, R. G., & Mitchell, J. K. (1968). Influence of temperature variations on soil behavior. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, ASCE*, 94(3), 709–734.
- Cardoso, R., & Alonso, E. E. (2009). Degradation of Compacted Marls: a Microstructural Investigation. *Soils and Foundations*, 49(3), 315–327.
- Carrier, B. (2013). Effet de l’eau sur les propriétés mécaniques à court et long termes des argiles gonflantes: expériences sur films autoporteurs et simulations moléculaires. *Thèse de doctorat, Université Paris-Est*, 229p.
- Carrier, B., Vandamme, M., Pellenq, R. J. M., Bornert, M., Ferrage, E., Hubert, F., & Van Damme, H. (2016). Effect of Water on Elastic and Creep Properties of Self-Standing Clay Films. *Langmuir*, 32(5), 1370–1379.
- Cekerevac, C., & Laloui, L. (2004a). Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay. *J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, 28, 209–228.
- Cekerevac, C., & Laloui, L. (2004b). Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28(3), 209–228.
- Cekerevac, C., Laloui, L., & Vulliet, L. (2002). Dependency law for thermal evolution of preconsolidation pressure. In *Proceedings of the 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*. Lisse: Swets & Zeitlinger (pp. 687–692).
- Cox, J. B. (1936). The Alexander dam. Soil studies and settlement observations. In *Proceedings of the ICSMFE*, 2, 296–297.
- Crisci, E., Ferrari, A., Giger, S., & Laloui, L. (2017). One Dimensional Consolidation of

- Opalinus Clay from Shallow Depth. In : *Advances in Laboratory Testing and Modelling of Soils and Shales*. Springer, Cham, 338–344.
- Cui, Y. J., Sultan, N., & Delage, P. (2000). Thermomechanical model for saturated clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(3), 607–620.
- Cuisinier, O. (2002). Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés. *Thèse de l'INPL*, Université de Lorraine, 176 p.
- Cuisinier, O., & Laloui, L. (2004). Fabric evolution during hydromechanical loading of a compacted silt. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28(6), 483–499.
- Cuisinier, O., & Masrouri, F. (2004). Testing the hydromechanical behavior of a compacted swelling soil. *Geotechnical Testing Journal*, 27(6), 598–606.
- Cuisinier, O., & Masrouri, F. (2005). Hydromechanical behaviour of a compacted swelling soil over a wide suction range. *Engineering Geology*, 81(3), 204–212.
- Cuisinier, O., & Masrouri, F. (2015). Détermination des propriétés hydromécaniques des argiles tégulines et des marnes de Brienne – Projet FAVL Rapport final. *Rapport ANDRA*, (MS.OC.AND.RPRE.18.0001.A), 1–57.
- Das, B. M., & Sobhan, K. (2013). Principles of Geotechnical Engineering. *Eighth ed. Cengage Learning*. 726 p.
- Das, B. M. (2008). Advanced Soil Mechanics. In *Eos, Transactions American Geophysical Union* (pp. 1–567).
- De Gennaro, V., & Pereira, J. M. (2008). Viscoplastic Modelling of Unsaturated Geomaterials. In *Proceedings of the 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)* (pp. 2232–2241).
- Degago, S. A. (2011). On Creep during Primary Consolidation of Clays. *Ph.D. thesis, Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway*. 218p.
- Delage, P., & Cui, Y.-J. (2000). L'eau dans les sols non saturés. Extrait de la collection : Techniques de l'Ingénieur C301, 20p. In *Techniques de l'ingénieur-construction, (C 301)*.
- Delage, P., Howat, M. D., & Cui, Y. J. (1998). The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Engineering Geology*, 50(1–2), 31–48.
- Deng, Y. F., Cui, Y. J., Tang, a. M., Li, X. L., & Sillen, X. (2012). An experimental study on

- the secondary deformation of Boom clay. *Applied Clay Science*, 59–60, 19–25.
- Devernay, S. C. (2008). Comportement sous flexion d'une argile : application à la couverture d'une ISD TFA. *Thèse de doctorat. Université Joseph Fourier*, 350 p.
- Eriksson, L. G. (1984). Geotechnical consequences of heat storage in sulfide soil (in sweden), " *Technical report, Högskolan i Lulea, 1984:06T.* "
- Eriksson, L. G. (1992). Compression properties of sulphide soils—Influence from time and temperature, a laboratory study. *Licentiate thesis, Luleå University of Technology, Sweden. 151p.*
- Estabragh, A. R., Pereshkafti, M. R. S., Parsaei, B., & Javadi, A. A. (2013). Stabilised expansive soil behaviour during wetting and drying. *International Journal of Pavement Engineering*, 14(4), 418–427.
- Fatahi, B., Minh Le, T., Quang Le, M., & Khabbaz, H. (2013). Soil creep effects on ground lateral deformation and pore water pressure under embankments. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 8(2), 107–124.
- Fodil, A., Hicher, P. Y., & Aloulou, W. (1997). Viscoplastic behaviour of soft clay. *Géotechnique*, 47(3), 581–591.
- François, B., & Laloui, L. (2010). An oedometer for studying combined effects of temperature and suction on soils. *Geotechnical Testing Journal*, 33(2), 1–11.
- François, B., Salager, S., El Youssoufi, M. S., Ubals Picanyol, D., Laloui, L., & Saix, C. (2007). Compression Tests on a Sandy Silt at Different Suction and Temperature Levels. *Computer Applications In Geotechnical Engineering*, 1–10.
- Frédéric Jamin. (2003). Contribution à l'étude du transport de matière et de la rhéologie dans les sols non saturés à différentes températures. *Thèse de doctorat, Université Montpellier 2, Montpellier. 264p.*
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., & Fredlund, M. D. (2012). *Unsaturated soil mechanics in engineering practice. John Wiley and Sons, Hoboken, NJ. 926p.*
- Geiser, F. (1999). Comportement mécanique d'un limon non saturé - Étude expérimentale et modélisation constitutive. *Thèse de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse), 224 p.*
- Geiser, F., Laloui, L., & Vulliet, L. (2006). Elasto-plasticity of unsaturated soils : laboratory test

- results on a remoulded silt. *Soils and Foundations*, 46(5), 545–556.
- Gennaro, V. ., Delage, P., Cui, Y.-J., Schroeder, C., & Collin, F. (2003). Time-dependent behaviour of oil reservoir chalk: A multiple approach. *Soils and Foundations*, 43(4), 131–147.
- Gennaro, V. De. (2008). Testing and Modelling Geomaterials towards Geotechnical Applications (*HDR dissertation, École des Ponts-ParisTech*).
- Gennaro, V. De, Sorgi, C., & Delage, P. (2005). Air-water interaction and time dependent compressibility of a subterranean quarry chalk. In *Symposium Post mining 2005, Nov 2005, Nancy, France. pp.NC*.
- Gens, A., & Alonso, E. E. (1992). A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(6), 1013–1032.
- Graham, J., Crooks, J. H. A. et Bell, A. L. (1983). Time effects on the stress – strain behaviour of natural soft clays. *Géotechnique*, 33(3), 327–340.
- Graham, J., Tanaka, N., Crilly, T., & Alfaro, M. (2001). Modified Cam-Clay modelling of temperature effects in clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(3), 608–621.
- Green, W. J. (1969). *The influence of several factors on the rate of secondary compression of soil*. Master's thesis. Missouri-Holla, Holla, Missouri. 49p.
- GTR. (2000). Réalisation des remblais et des couches de forme. *Paris: Laboratoire Central Des Ponts et Chaussées.*, 102 p.
- Guiras-Skandaji, H. (1996). Déformabilité des sols argileux non saturés : étude expérimentale et application à la modélisation. *Thèse de l'INPL*, 315 p.
- Gupta, B. (1964). *Creep of saturated soil at different temperatures*. The University of British Columbia, Vancouver 8, Canada. 81p.
- Ha Dat Nguyen. (2009). Influence des interactions eau-roche sur le comportement à long terme de cavités souterraines dans la craie. *Thèse de doctorat. Ecole des Ponts ParisTech. France. 203p*.
- Hashiguchi, K., & Okayasu, T. (2000). Time-Dependent Elastoplastic Constitutive Equation Based on the Subloading Surface Model and Its Application to Soils. *Soils and Foundations*, 40(4), 19–36.
- Hawley, J. G. (1975). Discussion: The consolidation of soils exhibiting creep under constant

- effective stress. *Géotechnique*, 25(4), 817–817.
- Hernandez, G. M. (2002). Etude expérimentale de la sorption d'eau et du gonflement des argiles par microscopie électronique à balayage environnementale (ESEM) et analyse digitale d'images. *Thèse de doctorat*, 162p.
- Hickman, R. J., & Gutierrez, M. S. (2007). Formulation of a three- dimensional rate- dependent constitutive model for chalk and porous rocks. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 31(4), 583–605.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1981). An Introduction to Geotechnical Engineering, *Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.* 733p.
- Hueckel, T., & Baldi, G. (1990). Thermoplasticity of saturated clays: experimental constitutive study. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(12), 1778–1796.
- Hueckel, T., & Borsetto, M. (1990). Thermoplasticity of saturated clays: constitutive equations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(12), 1765–1777.
- Jamiolkowski M, Ladd CC, G. J. and L. R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. In *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco. Balkema, Rotterdam, The Netherlands*, 1, 57–153.
- Jarad, N. (2016). Temperature impact on the consolidation and creep behaviour of compacted clayey soils. *Thèse de doctorat. Université de Lorraine. France.* 183p.
- Jarad, N., Cuisinier, O., & Masroui, F. (2017). Effect of temperature and strain rate on the consolidation behaviour of compacted clayey soils. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 8189(April), 1–18.
- Jean-Michel Pereira. (2014). Time effects in geomaterials. *J. Appl. Eng. Sci. Technol*, 1(1), 31–36.
- Kabbaj, M. (1985). *Aspects Rhéologiques des Argiles Naturelles en Consolidation. Thèse de doctorat. Université Laval, Quebec. Canada.* Université Laval, Quebec. Canada.
- Kabbaj, M., Tavenas, F., & Leroueil, S. (1988). In situ and laboratory stress-strain relationships. *Géotechnique*, 38(1), 83–100.
- Karim, M. R., & Gnanendran, C. T. (2014). Review of constitutive models for describing the time dependent behaviour of soft clays. *Geomechanics and Geoengineering an*

International Journal, 9(July), 36–51.

Kassiff, G., & Shalom, A. Ben. (1971). Experimental Relationship Between Swell Pressure and Suction. *Géotechnique*, 21(3), 245–255.

Khemissa, M., Mekki, L., & Mahamedi, A. (2018). Laboratory investigation on the behaviour of an overconsolidated expansive clay in intact and compacted states. *Transportation Geotechnics*, 14, 157–168.

Kim, Y. T., & Leroueil, S. (2001). Modeling the viscoplastic behaviour of clays during consolidation: application to Berthierville clay in both laboratory and field conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(3), 484–497.

Kuhn, M. R., & Mitchell, J. K. (1993). New perspective on soil creep. *Journal Geotechnical Engineering*, 119(3), 507–524.

Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., & Poulos, H. G. (1977). Stress-deformation and strength characteristics. In *State-of-the-Art Report, Proc. of 9th Int. Conf. on SMFE*, 2, 421–494.

Lai, X. L., Wang, S. M., Ye, W. M., & Cui, Y. J. (2014). Experimental investigation on the creep behavior of an unsaturated clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(March), 621–628.

Laloui, L., & Cekerevac, C. (2003). Thermo-plasticity of clays: An isotropic yield mechanism. *Computers and Geotechnics*, 30(8), 649–660.

Laloui, L., & Cekerevac, C. (2008). Numerical simulation of the non-isothermal mechanical behaviour of soils. *Computers and Geotechnics*, 35(5), 729–745.

Laloui, L., Leroueil, S., & Chalindar, S. (2008). Modelling the combined effect of strain rate and temperature on one-dimensional compression of soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(12), 1765–1777.

Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). *Soil mechanics. Massachusetts institute of technology. J. Wiley & Sons, Inc., New York. 553p.*

Lambe, T. W. (1958). The structure of compacted clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 84(2), 1–34.

Langer, K. (1936). Influence of speed of loading increment on the pressure void ratio diagram of undisturbed soil samples. In *Proc. Inter. Conf. on Soil Mech.* (Vol. 2, p. 116).

- Le, T. M., Fatahi, B., & Khabbaz, H. (2012). Viscous Behaviour of Soft Clay and Inducing Factors. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(5), 1069–1083.
- Lê, T. T. (2008). *Thermo-hydro-mechanical- behaviour of Boom clay. Thèse de doctorat. Ecole des Ponts ParisTech. 227p.*
- Leonards, G. A., & Altschaeffl, A. G. (1964). (1964). Compressibility of clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 90(5), 133–156.
- Leroueil, S. (2006). The isotache approach. Where are we 50 years after its development by Professor Šuklje? (2006 Prof. Šuklje's Memorial Lecture). In *Proceedings of the 13th Danube-European Conference on Geotechnical Engineering; Ljubljana, Vol. 1*, (pp. 55–88).
- Leroueil, S., Kabbaj, M., Bouchard, R., & Tavenas, F. (1985). Stress—strain—strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Géotechnique*, 35(2), 159–180.
- Lerouge, C., Robinet, J. C., Debure, M., Tournassat, C., Bouchet, A., Fernández, A. M., ... Claret, F. (2018). A deep alteration and oxidation profile in a shallow clay aquitard: Example of the Tégulines Clay, East Paris Basin, France. *Geofluids*, 2018, 1–20.
- Liingard, M., Augustesen, A. and Lade, P. V. (2004). Characterization of models for time-dependent behavior of soils. *International Journal of Geomechanics*, 4(3), 157–177.
- Lloret, A., Villar, M. V., Sánchez, M., Gens, A., Pintado, X., & Alonso, E. E. (2003). Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes. *Géotechnique*, 53(1), 27–40.
- MacFarlane, J. W. (1959). Effect of structure on secondary compression of kaolinite. *Master thesis. University of Florida. 66p.*
- Madaschi, A. (2015). A nonlinear viscoplastic double yield surface constitutive model for geologic materials. *Thèse de doctorat. University of Trento. 179p.*
- Marques, M. E. S., Leroueil, S., & Soares de Almeida, M. de S. (2004). Viscous behaviour of St-Roch-de-l'Achigan clay, Quebec. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(1), 25–38.
- Marshall, P. W. (1960). *Permeability Studies on Selected Saturated Clays. A High Honors Project under a Fellowship from the National Science Foundation, University of Florida. 37p.*
- Mesri, G., Choi, Y. K. (1985). The uniqueness of the end-of- primary (EOP) void ratio-effective

- stress relationship. In: *Proceedings of the 11th ICSMFE, San Francisco*, 2, 587–590.
- Mesri, G., Stark, T. D., Ajlouni, M. A., & Chen, C. S. (1997). Secondary compression of peat with or without surcharging. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(5), 411–421.
- Mesri, G. (1973). Coefficient of secondary compression. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 99, 123–137.
- Mesri, G., & Ajlouni, M. a. (1997). Viscous behaviour of soil under oedometric conditions: Discussion. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(1), 159–161.
- Mesri, G., & Castro, A. (1987). Ca/Cc concept and K₀ during secondary compression. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(3), 230–247.
- Mesri, G., & Godlewski, M. (1977). Time and stress compressibility interrelationship. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 103(5), 417–430.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). Conduction Phenomena. *Fundamentals of Soil Behavior*, 251–323.
- Modaressi, H., & Laloui, L. (1997). A Thermo-Viscoplastic Constitutive Model for Clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 21(May), 313–335.
- Mohajerani, M., Delage, P., Monfared, M., Tang, A. M., Sulem, J., & Gatmiri, B. (2011). Oedometric compression and swelling behaviour of the Callovo-Oxfordian argillite. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48(4), 606–615.
- Morel, R. (1996). “Les sols cultivés”, 2ème édition. Paris : Technique & documentation, ISBN : 2- 7430-0149-6. 380p.
- Moritz, L. (1995). *Geotechnical Properties of Clay at Elevated Temperatures. Report N° 47. Swedish Geotechnical Institute (SGI), Linköping, Sweden. 69p.*
- Mrad, M. (2005). *Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés. Thèse de l'INPL, Nancy. 241p.*
- Naghdi, P. M., & Murch, S. A. (1963). On the mechanical behaviour of viscoelastic/plastic solids. *Journal of Applied Mechanics*, 30(3), 321–328.
- Newland, P. L., & Allely, B. H. (1960). A Study of the Consolidation Characteristics of a Clay. *Géotechnique*, 10(2), 62–74

- Nowamooz, H., & Masrouri, F. (2010). Relationships between soil fabric and suction cycles in compacted swelling soils. *Engineering Geology*, 114(3–4), 444–455.
- Oldecop, L. & Alonso, E. E. (2002). Fundamentals of rockfill time- dependent behaviour. In *Proc. 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils, Recife* (Vol. 2, p. 793–798.).
- Oldecop, L. A., & Alonso, E. E. (2003). Suction effects on rockfill compressibility. *Géotechnique*, 53(2), 289–292.
- Oldecop, L. A., & Alonso, E. E. (2007). Theoretical investigation of the time-dependent behaviour of rockfill. *Géotechnique*, 57(3), 289–301.
- Olson, R. E. (1989). Secondary consolidation. *Advanced Soil Mechanics -Secondary Effects. Departement of Construction Engineering Chaoyang University of Technology*. 99-119.
- Olszak, W., & Perzyna, P. (1966). The Constitutive Equations Of The Flow Theory for A Non-Stationary Yield Condition. *Proceedings of the 11th International. Congress of Applied Mechanics, Springer, Berlin*, 545–552.
- Pereira, J. M., & De Gennaro, V. (2009). Time dependent behaviour of fluids filled geomaterials: application to reservoir formations. *Poromechanics IV - Proceedings of the 4th Biot Conference on Poromechanics*, 983–988.
- Pereira, J. M., & De Gennaro, V. (2010). On the time-dependent behaviour of unsaturated geomaterials. *Unsaturated Soils - Proc. Fifth Int. Conf. on Unsaturated Soils*, 2, 921–925.
- Perzyna, P. (1963). The constitutive equations for rate sensitive plastic materials. *Quarterly of Applied Mathematics*, 20(4), 321–332.
- Perzyna, P. (1966). Fundamental problems in viscoplasticity. *Advances in Applied Mechanics*, 9, 243–377.
- Picard, J.-M. (2011). Ecrouissage thermique des argiles saturées : application au stockage des déchets radioactifs. *Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*. 283p.
- Picarelli, L., & Di Maio, C. (2010). Deterioration processes of hard clays and clay shales. *Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications*, 23(1), 15–32.
- Powell, J. S., Take, W. A., Siemens, G., & Remenda, V. H. (2012). Time-dependent behaviour of the Bearpaw Shale in oedometric loading and unloading. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(4), 427–441.
- Priol, G. (2005). Comportement mécanique différé et mouillabilité d'une craie pétrolifère. *Thèse*

de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 217p.

- Priol, G., Gennaro, V. De, Delage, P., & Servant, T. (2007). Experimental investigation on the time dependent behaviour of a multiphase chalk. *In Experimental Unsaturated Soil Mechanics. Springer Proceedings Physics 112. Edited by T. Schanz., 161–167.*
- Qiao, Y., Ferrari, A., Laloui, L., & Ding, W. (2016). Nonstationary flow surface theory for modeling the viscoplastic behaviors of soils. *Computers and Geotechnics, 76, 105–119.*
- Qin, P., Ye, W.-M., Chen, Y.-G., Chen, B., & Cui, Y.-J. (2015). Influence of strain-rate on hydromechanical behavior of highly compacted GMZ01 bentonite. *Engineering Geology, 195, 85–92.*
- Rao, S. M., & Shivananda, P. (2005). Role of osmotic suction in swelling of salt- amended clays, *315(1992), 307–315.*
- Romero, E., Gens, A., & Lloret, A. (2003). Suction effects on a compacted clay under non-isothermal conditions. *Géotechnique, 53(1), 65–81.*
- Roscoe, K.H. and Burland, J. B. (1968). On the generalized stress-strain behavior of wet clay. *Dans J. Heyman et F.A. Leckie, Éditeurs, Engineering Plasticity. Cambridge University Press, Cambridge, UK., 535–609.*
- Schmertmann, J. H. (2012). New concepts for the mobilization of the components of shear resistance in clay. *Norwegian Geotechnical Institute, Publication 208, Oslo, pp 1-48.*
- Shariatmadari, N., & Saeidijam, S. (2011). The effect of elevated temperature on compressibility and swelling of bentonite-sand mixtures. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 16 B, 137–146.*
- Sivakumar, V., & Wheeler, S. J. (2000). Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 1: Wetting and isotropic compression. *Géotechnique, 50(4), 359–368.*
- Stoltz, G., Cuisinier, O., & Masrouri, F. (2012). Multi-scale analysis of the swelling and shrinkage of a lime-treated expansive clayey soil. *Applied Clay Science, 61, 44–51.*
- Šuklje, L. (1957). The analysis of the consolidation process by the isotaches method. *In Proceedings of the 4th International Conference on soil mechanics and foundation engineering (pp. 200–206).*
- Šuklje, L. (1969). Rheological aspects of soil mechanics. *In London: Wiley-Interscience. (p.*

- 563).
- Šuklje, L. (1982). On some controversial effects of the viscous structural resistance of soils. *Acta Geotech., No. 84*, 1–25.
- Sultan, N., Delage, P., & Cui, Y. J. (2002). Temperature effects on the volume change behaviour of Boom clay. *Engineering Geology*, 64(2–3), 135–145.
- Suneel, M., Park, L. K., & Im, J. C. (2008). Compressibility characteristics of Korean marine clay. *Marine Georesources & Geotechnology*, 26(2), 111–127.
- Tabani, P. (1999). Transfert hydrique dans des sols déformables. *Thèse de l'INPL, Nancy*, 173 p.
- Tang, A.-M., Cui, Y.-J., & Barnel, N. (2008). Thermo-mechanical behaviour of a compacted swelling clay. *Geotechnique*, 58(1), 45–54.
- Tang, A. M., & Cui, Y. J. (2010). Experimental study on hydro-mechanical coupling behaviours of highly compacted expansive clay. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2(1), 39–43.
- Tang, A. M., Cui, Y. J., & Barnel, N. (2007). A new isotropic cell for studying the thermo-mechanical behavior of unsaturated expansive clays. *Geotechnical Testing Journal*, 30(5), 341–348.
- Tatsuoka, F. (2006). Inelastic deformation characteristics of geomaterial. *Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis Geotechnical Symposium in Roma*, (March 16–17), 1–108.
- Taylor, D. W. (1942). Research on consolidation of clays. *Publication of the Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and Sanitary Engineering, Serial No. 82*, 147p.
- Terzaghi, K. V. (1923). Die berechnung der durchlässigkeitsziffer des tones aus dem verlauf der hydrodynamischen spannungserscheinungen. *Sitzungsberichte Der Akademie Der Wissenschaften in Wien, Mathematisch-Naturwissenschaftliche Klasse, Abteilung IIa*, 132, 125–138.
- Thompson, J., & Palmer, L. (1951). Report of consolidation tests with peat. *In Symposium on Consolidation Testing of Soils. ASTM International .Special Technical Publication*, 126, 4–8.

- Tidfors, M., & Sallfors, G. (1989). Temperature effect on preconsolidation pressure. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, 12(1), 93–97.
- Towhata, I., Kuntiwattanaku, P., Seko, I., & Ohishi, K. (1993). Volume change of clays induces by heating as observed in consolidation tests. *Soils and Foundations*, 33(4), 170–183.
- Troupel, H. (2017). *Contribution à l'étude du comportement différé des géomatériaux avec prise en compte des conditions thermo-hydriques. Thèse de Doctorat, Université Paris-Est, 236p.*
- Uchaipichat, A., & Khalili, N. (2009). Experimental investigation of thermo-hydro-mechanical behaviour of an unsaturated silt. *Géotechnique*, 59(4), 339–353.
- Vermeer, P., & Neher, H. (1999). A soft soil model that accounts for creep. In *In Proceedings of the international symposium "Beyond 2000 in Computational Geotechnics* (pp. 249–261).
- Walker, L. K. & Raymond, G. P. (1968). The prediction of consolidation rates in a cemented clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 5(4), 192–216.
- Walker, L. K. (1969). Secondary settlement in sensitive clays: Discussion. *Canadian Geotechnical Journal*, 6(2), 219–222.
- Weimin, M. Y., Zhang, F., Chen, B., Chen, Y. G., Wang, Q., & Cui, Y. J. (2014). Effects of salt solutions on the hydro-mechanical behavior of compacted GMZ01 Bentonite. *Environmental Earth Sciences*, 72(7), 2621–2630.
- Wheeler, S. J., Sharma, R. S., & Buisson, M. S. R. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress–strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique*, 53(1), 41–54.
- Williams, J., & Shaykewich, C. F. (1969). An evaluation of polyethylene glycol (PEG) 6000 and PEG 20,000 in the osmotic control of soil water matric potential. *Canadian Journal of Soil Science*, 49(3), 397–401.
- Wood, D. M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge University Press; Cambridge; U.K. 462p.*
- Yashima, A., Leroueil, S., Oka, F., & Guntoro, I. (1998). Modelling Temperature and Strain Rate Dependent Behavior of Clays: One Dimensional Consolidation. *Soils and Foundations*, 38(2), 63–73.
- Ye, W. M., Lai, X. L., Wang, Q., Chen, Y. G., Chen, B., & Cui, Y. J. (2014a). An experimental

- investigation on the secondary compression of unsaturated GMZ01 bentonite. *Applied Clay Science*, 97–98, 104–109.
- Ye, W. M., Lai, X. L., Wang, Q., Chen, Y. G., Chen, B., & Cui, Y. J. (2014b). An experimental investigation on the secondary compression of unsaturated GMZ01 bentonite. *Applied Clay Science*, 97–98, 104–109.
- Ye, W. M., Zhang, Y. W., Chen, B., Zheng, Z. J., Chen, Y. G., & Cui, Y. J. (2012). Investigation on compression behaviour of highly compacted GMZ01 bentonite with suction and temperature control. *Nuclear Engineering and Design*, 252, 11–18.
- Yigzaw, Z. G., Cuisinier, O., Massat, L., & Masrouri, F. (2016). Role of different suction components on swelling behavior of compacted bentonites. *Applied Clay Science*, 120, 81–90.
- Yin, J.-H., & Graham, J. (1996). Elastic visco-plastic modelling of one-dimensional consolidation. *Geotechnique*, 3(46), 515–527.
- Yin, J.-H., & Graham, J. (1999). Elastic viscoplastic modelling of the time-dependent stress-strain behaviour of soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), 736–745.
- 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(8–14), 957–965.
- Zur, B. (1966). Osmotic control of the matric soil-water potential: I. Soil-water system. *Soil Science*, 102(6), 394–398.