



**HAL**  
open science

# Contribution à l'étude du comportement différé des géomatériaux avec prise en compte des conditions thermo-hydriques

Hugo Troupel

► **To cite this version:**

Hugo Troupel. Contribution à l'étude du comportement différé des géomatériaux avec prise en compte des conditions thermo-hydriques. Géotechnique. Université Paris-Est, 2017. Français. NNT : 2017PESC1243 . tel-02003110

**HAL Id: tel-02003110**

**<https://pastel.hal.science/tel-02003110>**

Submitted on 1 Feb 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.



UNIVERSITÉ PARIS-EST  
ÉCOLE DOCTORALE SCIENCE INGÉNIERIE ET ENVIRONNEMENT

THÈSE

présentée pour l'obtention du diplôme de

**DOCTEUR**

**DE**

**L'UNIVERSITÉ PARIS-EST**

Spécialité : *Géotechnique*

par

Hugo TROUPEL

Sujet de la thèse :

Contribution à l'étude  
du comportement différé des géomatériaux  
avec prise en compte  
des conditions thermo-hydriques

Thèse soutenue le 15 décembre 2017 devant le jury composé de :

*Rapporteurs :* **Dr. Béatrice BAUDET**  
**Pr. Henry WONG**

*Examineurs :* **Pr. Philippe COSENZA**  
**Dr. Olivier CUISINIER**  
**Dr. Matthieu VANDAMME**

*Directeur de thèse :* **Pr. Jean-Michel PEREIRA**



# Abstract

A better understanding of deferred phenomena affecting geomaterials behaviour is essential to allow a more efficient design of structures. We studied the link between tests used to characterize deferred effects on the mechanical behavior of geomaterials.

First, we focused on the influence of the stress load on the stress path of clay in oedometric condition. We carried out different types of tests on saturated drained clay: strain rate tests, creep tests and relaxation tests. Our study shows that the state of axial and radial stresses and thus the earth coefficient at rest do not depend on the strain rate imposed over a wide range of strain rates. The stress path in oedometric condition is therefore, with regard to our experimental results, both a characteristic of the clay and a property of the state of the sample.

To study the influence of environmental factors such as temperature and relative humidity on the mechanical behavior of geomaterials, we developed an original experimental device to control the axial stress, temperature and relative humidity of the specimen in oedometric condition. The device was tested on sand and on cellular concrete in isothermal condition. Regarding the sand, a series of oedometer tests by loading steps showed that the index of compression and the index of swelling of the sand does not seem affected by temperature and relative humidity. However, the temperature modifies the hydro-mechanical behavior of the sand. Indeed, at 25 °C, the stress path and thus the earth coefficient at rest of soil does not depend on relative humidity, whereas at 41 °C, the earth coefficient at rest decreases with an increase in relative humidity. Concerning cellular concrete for which we had to work in uniaxial condition, it has been shown that the compression index increases with relative humidity regardless of the level of stress applied.

Finally, an elasto/visco-plastic model has been implemented to account for time effects on the mechanical behavior of a saturated geomaterial. After discussing the role of each parameter, we have identified parameters to reproduce our experimental results. In addition, after calibrating the model

using two CRS tests, we predicted a CRS test at another strain rate in a convincing manner.

*Keywords:* Creep, Relaxation, Temperature, Relative Humidity

# Résumé

La compréhension des phénomènes différés affectant le comportement mécanique des géomatériaux est essentielle pour permettre un dimensionnement optimisé des ouvrages. C'est pourquoi nous avons étudié le lien entre les différents essais permettant de caractériser les effets du temps ou de la vitesse sur le comportement mécanique des géomatériaux.

Dans un premier temps, nous nous sommes attachés à caractériser l'influence du mode de sollicitation sur l'état de contrainte d'une argile en condition oedométrique. Nous avons réalisé différents types d'essais sur une argile saturée drainée : des essais à vitesse de déformation contrôlée, des essais de fluage et des essais de relaxation. D'après notre étude, il apparaît que l'état de contrainte axial et radial ne dépend pas de la vitesse de consolidation imposée, et cela, sur une large gamme de vitesses. Le chemin de contrainte en condition oedométrique est donc, au regard de nos résultats expérimentaux, à la fois une propriété de nature de l'argile et une propriété d'état du matériau.

Pour étudier l'influence des facteurs environnementaux que sont la température et l'humidité relative sur le comportement mécanique de géomatériaux, nous avons développé un dispositif expérimental original permettant de contrôler la contrainte axiale, la température et l'humidité relative de l'éprouvette en condition oedométrique. Le dispositif a été testé sur un sable et sur un béton cellulaire en condition isotherme. Concernant le sable, une série d'essais oedométriques par paliers de chargement a montré que les indices de compression et de gonflement du sable ne semblent pas affectés par la température et l'humidité relative. Cependant, la température modifie le comportement hydro-mécanique du sable. En effet, à 25 °C, le chemin de contrainte et ainsi le coefficient des terres aux repos ne dépendent pas de l'humidité relative, alors qu'à 41 °C, le coefficient des terres aux repos diminue avec l'augmentation de l'humidité relative. Concernant le béton cellulaire, pour lequel nous avons été contraints à travailler en condition uniaxiale, il a été montré que l'indice de compression augmente avec l'humidité relative et

cela quel que soit le niveau de contrainte appliqué.

Enfin, une modélisation élasto/visco-plastique a été mise en place pour rendre compte des effets de vitesse sur le comportement mécanique saturé d'un géomatériau. Après avoir discuté du rôle de chaque paramètre, nous avons identifié les paramètres permettant de reproduire l'allure des essais expérimentaux. De plus, après avoir calibré le modèle à l'aide de deux essais CRS, nous avons prédit un essai CRS à une autre vitesse de manière probante.

*Mots clés* : Fluage, Relaxation, Température, Humidité Relative

# Remerciements

Je tiens à remercier tout d'abord mes encadrants de thèse. Jean-Michel PEREIRA, le directeur de mes travaux de thèse. Tu as réussi, à travers tes conseils, à canaliser ma démarche et à orienter ces travaux vers un ensemble cohérent. Tu as su trouver le juste équilibre en me laissant m'appuyer sur mon intuition, tout en m'inculquant la rigueur nécessaire. De par l'étendue du sujet et sa complexité, ce travail de thèse n'était pas des plus faciles à encadrer mais je pense que tu es parvenu à me guider dans la bonne direction. L'encadrement direct de mes travaux de doctorat a aussi été supervisé par Mathieu VANDAMME. Matthieu dont le cours de mécanique des milieux poreux restera pour moi un exemple d'enseignement et de pédagogie. Je te remercie pour tes conseils avisés, ta disponibilité permanente et pour les nombreux encouragements que tu m'as prodigués.

J'adresse tous mes remerciements à Monsieur Henry WONG, Professeur à l'ENTPE, ainsi qu'à Madame Béatrice BAUDET, Maître de conférences à l'University College de Londres. C'est un honneur pour moi que vous ayez accepté d'être rapporteurs de cette thèse.

À l'équipe du laboratoire Navier et particulièrement à l'équipe géotechnique, je tiens à vous remercier pour les échanges et la disponibilité de chacun. Ce fût un privilège de partager le même environnement que vous et de pouvoir bénéficier à chaque instant de vos conseils avisés.

Une grande partie du temps dédié à cette thèse a été consacré à réaliser des essais expérimentaux et l'équipe technique du laboratoire m'a été d'un soutien de tous les instants. Je tiens à remercier Hocine et Loïc pour leur aide lors de la préparation de mes nombreuses éprouvettes. Pour sa contribution au développement du dispositif expérimental, et notamment sur la partie câblage électronique et le réglage du PID, je voudrais remercier Xavier. Une pensée particulière à Baptiste qui a toujours répondu présent malgré mes (trop) nombreuses sollicitations pour modifier des cellules, adapter un capteur sur le dispositif... Marine, je tenais à te remercier pour nos nombreux échanges autour de la programmation sous LabVIEW, du câblage de mes

capteurs, de la fabrication des capteurs Kyowa dont tu as le secret... Cette équipe technique à qui je dois tant a été encadrée par Emmanuel qui a su tout au long de ma thèse me transmettre une partie de son expérience et de son savoir.

À mes collègues doctorants qui ont su me faire voyager tous les jours aux quatre coins de la planète à travers nos échanges. Mon enrichissement culturel qui résulte de nos discussions est incommensurable.

À mes amis géologues rencontrés à l'ENSG, j'ai passé avec vous des années mémorables, les stages de terrain restent pour moi des moments inoubliables.

Je tiens à remercier ma famille pour leur soutien. À ma Mère et mon Père, je vous remercie d'avoir répondu présents à chaque moment de ma vie. Vous avez su me guider pour me construire tout en bâtissant autour de vous une famille soudée et aimante. J'espère, à mon tour, suivre ce chemin et transmettre l'amour que vous m'avez offert à chaque instant. Je vous aime.

À mon frère Thibaut avec qui j'ai grandi, nos jeux d'enfants restent pour moi des moments essentiels de ma vie. Aujourd'hui, tu vas devenir une référence dans ton domaine et j'en suis fier. Tu as toujours su te donner les moyens de tes ambitions. À Joanna, tu fais aujourd'hui partie de la famille, merci pour ta gentillesse et ta bonne humeur.

À mon petit frère Arthur, je suis impressionné et fier de ton parcours, je suis certain que tu atteindras tous tes rêves et je serai toujours présent pour te soutenir.

À mes grand parents, vous avez participé activement mon épanouissement. À ma grand mère, mamie Pierrette, qui m'a donné le goût des voyages à travers nos vacances à la montagne et à la mer. À mon grand père, mon cher papi Pierre, tu n'es malheureusement plus parmi nous pour lire ces quelques lignes mais je sais que tu veilleras toujours sur notre famille. Merci de m'avoir transmis ton goût pour le bricolage et les "cailloux" qui sont deux éléments essentiels de ce travail de thèse.

À ma grand mère, mamie Michèle, ta joie de vivre est pour moi un rayon de soleil. Nos vacances à Bormes depuis ma plus tendre enfance m'ont laissé des souvenirs inoubliables. À mon grand père, papi Claude, merci de m'avoir initié à ce qui est aujourd'hui l'une de mes grandes passions : la pêche à la

ligne. C'est un plaisir de pouvoir partager avec toi ce loisir.

À mon oncle et ma tante, Franck et Sylvie, je suis toujours ravi de passer des moments avec vous autour d'une partie de jeux de cartes, de bowling ou de molkky. J'apprécie aussi beaucoup nos discussions autour de la musique et des concerts.

À mon oncle et ma tante, Olivier et Bénédicte. Olivier, nous partageons maintenant une passion en commun : la plongée sous marine. J'espère que nous aurons l'occasion de réaliser des plongées ensemble dans un avenir proche.

À la famille Danglos, depuis quelques années, nous partageons avec bonheur nos vacances estivales avec vous. Vous avez toujours été présents pour moi : vous m'avez accueilli à bras ouverts et rassuré lors des oraux de mes concours d'entrée aux grandes écoles. Vous faites partie intégrante de notre famille.

À ma belle famille, merci d'avoir veillé sur ma femme en mon absence au cours de ces trois années de thèse de doctorat. Vous êtes aujourd'hui des grands-parents formidables.

À ma femme Emmanuelle qui partage ma vie, ce travail de thèse nous a séparés géographiquement mais tu m'as toujours soutenu et encouragé malgré les difficultés et je t'en serai éternellement reconnaissant. Les vacances passées ensemble et en particulier notre voyage de noces sont pour moi des moments inoubliables. Maintenant, pour mon plus grand bonheur, nous formons une famille avec l'arrivée de notre petite Alice.

♡



# Table des matières

<b>Table des matières</b>	<b>11</b>
<b>Table des figures</b>	<b>17</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>27</b>
<b>Introduction</b>	<b>33</b>
<b>I Étude du comportement mécanique différé d'une argile saturée drainée</b>	<b>39</b>
<b>1 État de l'art : Évidences expérimentales de l'influence du temps</b>	<b>41</b>
1.1 Fluage, relaxation et essais de vitesse . . . . .	43
1.1.1 Essais de fluage . . . . .	43
1.1.2 Essais de relaxation . . . . .	48
1.1.3 Essais à vitesse de déformation contrôlée . . . . .	50
1.2 Les effets du temps sur le comportement des géomatériaux en condition oedométrique . . . . .	51
1.2.1 Fluage . . . . .	51
1.2.2 Relaxation . . . . .	56
1.2.3 Essais à vitesse de déformation contrôlée . . . . .	58
1.2.4 Lien entre les essais de fluage, de relaxation et de vitesse	64
1.3 Conclusion . . . . .	65

## TABLE DES MATIÈRES

---

<b>2</b>	<b>Influence du temps sur le comportement d'une argile saturée drainée en condition oedométrique</b>	<b>67</b>
2.1	Matériels et méthodes . . . . .	69
2.1.1	Kaolin . . . . .	69
2.1.2	Présentation de la cellule et du système d'acquisition des données . . . . .	72
2.1.3	Programme expérimental . . . . .	76
2.2	Résultats et analyse des essais . . . . .	77
2.2.1	Essai oedométrique par paliers de chargement . . . . .	78
2.2.2	Essais CRS . . . . .	85
2.2.3	Essais SRS . . . . .	89
2.2.4	Essais MRT . . . . .	93
2.2.5	Synthèse sur le coefficient des terres au repos . . . . .	97
2.2.6	Conclusion . . . . .	99
<b>3</b>	<b>État de l'art : modélisation des effets du temps</b>	<b>101</b>
3.1	Modèles unidimensionnels . . . . .	102
3.1.1	Modèle isotache . . . . .	102
3.1.2	Modèles rhéologiques : de Bingham à Perzyna . . . . .	104
3.1.3	Isochrones . . . . .	106
3.1.4	Unicité de la fin de la consolidation primaire (EOP) . . . . .	108
3.1.5	Modèle microstructurel . . . . .	109
3.2	Modèles tridimensionnels . . . . .	110
3.2.1	Modèles de type overstress . . . . .	110
3.2.2	Modèle de type isochrones . . . . .	111
3.3	Conclusion . . . . .	112
<b>4</b>	<b>Modélisation élasto/visco-plastique du comportement différé de géomatériaux</b>	<b>115</b>
4.1	Intégration de la loi de comportement . . . . .	117
4.1.1	Pilotage en déformation . . . . .	120
4.1.2	Pilotage en contrainte axiale et déformations radiales . . . . .	121

4.2	Influence des paramètres élastiques sur le comportement mécanique modélisé . . . . .	125
4.2.1	Cas d'un module de cisaillement constant . . . . .	127
4.2.2	Cas d'un coefficient de Poisson constant . . . . .	129
4.2.3	Choix des paramètres élastiques . . . . .	132
4.3	Influence de la vitesse sur le comportement mécanique modélisé	133
4.3.1	Influence de certains paramètres sur le lien entre vitesse de déformation et limite élastique apparente . . . . .	134
4.3.2	Lien entre la vitesse de déformation et le chemin de contrainte . . . . .	137
4.3.3	Lien entre la vitesse de déformation et le coefficient des terres au repos . . . . .	138
4.3.4	Modélisation d'essais à vitesse de déformation variable : essais de relaxation et de fluage . . . . .	139
4.4	Calibration du modèle et comparaison avec les données expérimentales . . . . .	149
4.4.1	Méthode de calage des paramètres . . . . .	149
4.4.2	Correspondance entre le modèle et les données expérimentales . . . . .	151
4.4.3	Prédiction des autres essais expérimentaux . . . . .	153
4.5	Conclusion . . . . .	156
4.6	Perspectives . . . . .	157
	<b>Synthèse</b>	<b>159</b>
<b>II</b>	<b>Influence de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique différé</b>	<b>161</b>
<b>5</b>	<b>État de l'art : influence de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique des géomatériaux</b>	<b>163</b>
5.1	Éléments de mécanique des sols non saturés . . . . .	166
5.2	Dispositifs expérimentaux d'étude des couplages Thermo-Hydro-Mécaniques . . . . .	169

## TABLE DES MATIÈRES

---

5.2.1	Méthodes de contrôle de l'humidité relative . . . . .	170
5.2.2	Dispositifs triaxiaux et oedométriques . . . . .	174
5.3	Influence de la température sur différents paramètres . . . . .	175
5.3.1	Sur les paramètres mécaniques . . . . .	176
5.3.2	Sur la courbe de rétention et les isothermes de sorption/désorption . . . . .	181
5.4	Influence de l'humidité relative sur les paramètres mécaniques . . . . .	186
5.4.1	Sur l'élasticité . . . . .	186
5.4.2	Sur la limite élastique . . . . .	186
5.4.3	Sur le coefficient de compressibilité . . . . .	187
5.4.4	Sur la résistance en compression simple . . . . .	187
5.4.5	Sur le comportement différé . . . . .	188
5.5	Synthèse des effets de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique des géomatériaux . . . . .	190
5.6	Modélisation des effets de température et d'humidité relative . . . . .	191
5.6.1	Prise en compte des effets d'humidité relative . . . . .	191
5.6.2	Prise en compte des effets de température . . . . .	193
5.6.3	Conclusion sur la modélisation des effets de température et d'humidité relative . . . . .	195
<b>6</b>	<b>Influence de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique de géomatériaux</b> . . . . .	<b>197</b>
6.1	Le dispositif expérimental original . . . . .	199
6.1.1	Le système d'imposition de la température . . . . .	199
6.1.2	Système d'imposition de l'humidité relative . . . . .	201
6.1.3	Cellule oedométrique utilisée . . . . .	205
6.2	Essais préliminaires sur un sable de Hostun . . . . .	207
6.2.1	Le sable de Hostun . . . . .	207
6.2.2	Programme expérimental préliminaire . . . . .	208
6.2.3	Résultats sur le sable de Hostun . . . . .	209
6.2.4	Conclusions sur le sable de Hostun . . . . .	211
6.3	Essais préliminaires sur un béton cellulaire . . . . .	212
6.3.1	Le béton cellulaire . . . . .	212

TABLE DES MATIÈRES

---

6.3.2	Comportement Thermo-Hydro-Mécanique . . . . .	221
6.3.3	Conclusions et perspectives . . . . .	225
<b>7</b>	<b>Conclusions et perspectives</b>	<b>227</b>
	<b>Conclusions et perspectives</b>	<b>227</b>
7.1	Conclusions . . . . .	227
7.2	Perspectives . . . . .	228
	<b>Bibliographie</b>	<b>231</b>

## TABLE DES MATIÈRES

---

# Table des figures

1	Construction et évolution de l'inclinaison de la tour de Pise en fonction du temps. . . . .	34
2	Évolution quotidienne de l'inclinaison de la Tour de Pise . . . .	34
3	Galeries excavées dans l'argilite du Callovo-Oxfordien pour l'étude du stockage profond des déchets radioactifs. . . . .	35
1.1	Illustration du phénomène de fluage sur des canalisations en plomb. . . . .	44
1.2	Évolution des contraintes et des déformations en fonction du temps lors d'un essai de fluage. La phase de fluage se déroule entre les points A et B. . . . .	44
1.3	Déformation de fluage primaire, secondaire et tertiaire lors d'un essai de fluage. . . . .	45
1.4	Les différentes phases de consolidation en condition oedométrique. . . . .	46
1.5	Illustration des hypothèses A et B pour deux éprouvettes de hauteurs différentes. . . . .	48
1.6	Évolution des contraintes et des déformations en fonction du temps lors d'un essai de relaxation. . . . .	49
1.7	Évolution des contraintes et des déformations en fonction du temps lors d'un essai CRS. . . . .	50
1.8	Détermination de l'indice de compression secondaire ( $C_\alpha$ ), de l'indice de compressibilité ( $C_c$ ) et de l'indice de gonflement( $C_s$ ). . . . .	52

TABLE DES FIGURES

---

1.9	Représentation schématique de l'indice de compression secondaire ( $C_{\alpha\epsilon}$ ) et de l'indice de compressibilité ( $C_c$ ) en fonction du logarithme du temps et du logarithme de la contrainte effective verticale. . . . .	53
1.10	Évolution de l'indice de compression secondaire ( $C_{\alpha\epsilon}$ ) en fonction de l'indice de compressibilité ( $C_c$ ) pour différents tests oedométriques sur l'argile de Berthierville. . . . .	54
1.11	Évolution de $K_0$ pendant la compression secondaire de différents sols. . . . .	55
1.12	Évolution de la contrainte axiale en fonction du temps pendant une phase de relaxation. . . . .	57
1.13	Surpression interstitielle générée pendant trois essais de relaxation non drainés en condition oedométrique. . . . .	58
1.14	Tests CRS en conditions oedométriques pour une argile de Batiscaan. . . . .	59
1.15	Évolution de la limite élastique apparente en fonction de la vitesse de déformation verticale imposée. . . . .	60
1.16	Changement de vitesse au cours de deux essais SRS illustrant le passage d'une isotache à l'autre. . . . .	61
1.17	Courbe d'état critique d'un kaolin pour différentes vitesses de cisaillement. . . . .	62
1.18	Représentation schématique de l'influence du temps sur le comportement mécanique d'un sable. . . . .	63
1.19	Évolution des déformations pendant une phase de fluage. . . . .	65
1.20	Décomposition des déformations dans un essai de relaxation. . . . .	65
2.1	Image MEB d'agrégats de kaolinite. . . . .	70
2.2	Photographie du kaolin après préparation et homogénéisation. . . . .	71
2.3	Fragment d'une éprouvette de kaolin après un test et séchage à l'étuve. . . . .	72
2.4	Cellule utilisée pour les essais sur le kaolin. . . . .	73
2.5	Calibration d'un des capteurs de mesure de pression latérale. . . . .	74

2.6	Étalonnage d'un des capteurs Gems de mesure de pression interstitielle à la base de l'éprouvette. . . . .	75
2.7	Photographie du dispositif expérimental lors d'un essai CRS. . . . .	76
2.8	Essai oedométrique avec mesure de pression latérale sur un kaolin. . . . .	78
2.9	Régime transitoire de l'essai oedométrique avec mesure de pression latérale sur un kaolin. . . . .	79
2.10	Évolution de la contrainte verticale, horizontale et de la pression interstitielle pour les paliers de chargement P3, P4 et P5. . . . .	80
2.11	Évolution du déviateur des contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective lors des phases de fluage pendant un essai oedométrique à palier de chargement. . . . .	81
2.12	Évolution du coefficient des terres au repos pendant une phase de compression oedométrique. . . . .	82
2.13	Évolution du coefficient des terres au repos pendant les différentes phases de compression secondaire en fonction de la contrainte moyenne effective pour un essai oedométrique par palier de chargement. . . . .	84
2.14	Évolution du rapport $\frac{\Delta K_0}{\Delta \log(t)}$ en fonction de la contrainte moyenne effective pour chaque palier de chargement pour un essai oedométrique par palier de chargement. . . . .	85
2.15	Évolution de l'indice des vides en fonction des contraintes effectives horizontale et verticale pendant un essai CRS3 à $3.7 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ . . . . .	86
2.16	Évolution de la contrainte verticale, horizontale et de la pression interstitielle pour l'essai CRS3. . . . .	87
2.17	Chemin de contrainte en condition oedométrique pour l'essai CRS3 à $3.7 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ . . . . .	88
2.18	Évolution du coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective pour l'essai CRS3. . . . .	88
2.19	Déviateur des contraintes en fonction de l'indice des vides lors l'essai SRS. . . . .	89

TABLE DES FIGURES

---

2.20	Effet de l'accélération sur le déviateur des contraintes en fonction de l'indice des vides lors de l'essai SRS. Les courbes bleue et rouge servent de guide pour l'[Pleaseinsertintopreamble]il. . . . .	90
2.21	Chemin de contrainte dans le plan déviateur des contraintes en fonction de la contrainte moyenne pour l'essai SRS. . . . .	91
2.22	Effet de l'accélération et de la décélération sur le chemin de contrainte dans le plan déviateur des contraintes en fonction de la contrainte moyenne pour l'essai SRS. La droite rouge sert de guide pour l'œil. . . . .	92
2.23	Évolution du coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective pour l'essai SRS. . . . .	92
2.24	Courbe de consolidation pour un essai MRT avec une vitesse de déformation imposée entre deux phases de relaxation de $7.8 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ . . . . .	94
2.25	Évolution de la contrainte verticale, horizontale et de la pression interstitielle pour les différentes étapes de relaxation. . . . .	94
2.26	Chemin de contrainte pour un essai MRT avec une vitesse de déformation imposée entre deux phases de relaxation de $7.8 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ . . . . .	95
2.27	Évolution du coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective pour un essai MRT avec une vitesse de déformation imposée entre deux phases de relation de $7.8 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ . . . . .	96
2.28	Évolution du coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective pendant une étape de relaxation des contraintes. . . . .	97
2.29	Évolution du coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective pour les essais CRS, SRS, MRT et oedométrique par palier de chargement. . . . .	98
3.1	Représentation d'une famille d'isotaches obtenues par différents essais CRS. . . . .	103

3.2	Relation entre le paramètre d'état $\Gamma$ et la variation d'indice des vides irréversible. . . . .	104
3.3	Représentation schématique de la composition des modèles de Maxwell, de Bingham et de Perzyna. . . . .	106
3.4	Représentation des isochrones ("time-line") lors de l'application d'une surcharge à un sol. . . . .	107
3.5	Représentation de la surface de charge et de la surface correspondant à la limite élastique dans le cas du modèle SSC. . . . .	112
4.1	Représentation de la surface de charge statique ( $F_s$ ) et dynamique ( $F_d$ ). . . . .	119
4.2	Représentation de la répartition des déformations élastiques et visco-plastiques en fonction de l'itération. . . . .	121
4.3	Algorithme local de calcul des contraintes en contrôlant les déformations. . . . .	122
4.4	Algorithme local de calcul des contraintes en contrôlant la contrainte axiale et les déformations radiales. . . . .	123
4.5	Réponse des deux algorithmes (itératif et basé sur un solveur) pour un essai de compression et de fluage. . . . .	124
4.6	Représentation d'un cycle dans le plan du déviateur des contraintes et de la contrainte moyenne effective. . . . .	126
4.7	Influence du module de cisaillement sur le coefficient de Poisson en fonction de la contrainte moyenne. . . . .	127
4.8	Influence du module de cisaillement sur le chemin de contrainte simulé par le modèle. . . . .	128
4.9	Influence du module de cisaillement sur le coefficient des terres au repos simulé par le modèle. . . . .	129
4.10	Influence du coefficient de Poisson sur le module de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne. . . . .	130
4.11	Influence du coefficient de Poisson sur le chemin de contrainte simulé par le modèle. . . . .	131
4.12	Influence du coefficient de Poisson sur le coefficient des terres au repos simulé par le modèle. . . . .	131

TABLE DES FIGURES

---

4.13	Influence de la vitesse de déformation imposée sur le comportement mécanique modélisé d'un sol. . . . .	134
4.14	Influence du paramètre visqueux $N$ sur la limite élastique apparente pour deux valeurs de $\eta$ . . . . .	135
4.15	Influence du paramètre visqueux $\eta$ sur la limite élastique apparente pour trois valeurs de $N$ . . . . .	136
4.16	Influence de la vitesse de déformation imposée sur le chemin de contrainte modélisé. . . . .	137
4.17	Influence de la vitesse de déformation imposée sur le coefficient des terres au repos modélisé. . . . .	138
4.18	Évolution des contraintes et des déformations ; chemin de contrainte et courbe de compression oedométrique pendant un essai de relaxation modélisé. . . . .	140
4.19	Évolution des contraintes et des déformations ; chemin de contrainte et courbe de compression oedométrique pendant les deux phases de relaxation modélisées. . . . .	142
4.20	Évolution du coefficient des terres au repos pendant un essai de relaxation modélisé. . . . .	143
4.21	Modélisation des courbes de compression oedométrique pour différents essais CRS avec une étape de relaxation. . . . .	144
4.22	Évolution des contraintes pendant la phase de relaxation en fonction de la vitesse de déformation imposée pendant la phase de compression CRS. . . . .	145
4.23	Modélisation de l'évolution du coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective pour différentes vitesses de déformation. Les étoiles correspondent aux valeurs du coefficient des terres au repos au bout de 1000 h. . . . .	146
4.24	Évolution des contraintes et des déformations ; chemin de contrainte et courbe de compression oedométrique pendant un essai de fluage modélisé. . . . .	147
4.25	Évolution des contraintes et des déformations ; chemin de contrainte et courbe de compression oedométrique pendant les deux phases de fluage modélisées. . . . .	148

4.26	Évolution du coefficient des terres au repos pendant un essai de fluage modélisé. . . . .	149
4.27	Calibration du modèle à partir de deux essais CRS (CRS1 et CRS3) avec une loi d'écoulement associée. . . . .	152
4.28	Calibration du modèle à partir de deux essais CRS (CRS1 et CRS3) avec une loi d'écoulement non associée. . . . .	154
4.29	Prédiction de l'essai CRS2 à partir du modèle et comparaison avec les données expérimentales. . . . .	155
5.1	Schéma des différents domaines hydriques d'un sol non saturé.	168
5.2	Évolution de l'humidité relative imposée à la phase vapeur en fonction de la température pour différentes solutions salines saturées. . . . .	171
5.3	Évolution de la pression de vapeur saturante en fonction de la température. . . . .	173
5.4	Évolution de la contrainte de préconsolidation en fonction de la température . . . . .	177
5.5	Représentation des surfaces de charge d'un matériau thermo-extensible ou thermo-rétrécissant . . . . .	178
5.6	Influence de la température et de la vitesse de déformation sur la courbe de consolidation d'une argile. . . . .	179
5.7	Influence de la température sur la résistance en compression simple. . . . .	180
5.8	Consolidation thermique d'une argile de Boom. . . . .	181
5.9	Influence de la température sur la courbe de rétention d'une bentonite MX80. . . . .	182
5.10	Influence de la température sur la courbe de rétention d'une argile et modélisation avec prise en compte de l'influence de la température sur la tension superficielle de l'eau. . . . .	183
5.11	Prédiction des isothermes de sorption d'un béton à 20 °C et à 70 °C. . . . .	185
5.12	Influence de la température sur la chaleur isostérique de sorption ( $Q_{st}$ ). . . . .	185

## TABLE DES FIGURES

---

5.13	Évolution de la la contrainte de préconsolidation en fonction de la succion pour la bentonite. . . . .	187
5.14	Évolution du coefficient de compressibilité de graviers compactés en fonction de la contrainte verticale et de la succion. . . . .	188
5.15	Influence de la succion sur la résistance en compression simple. . . . .	189
5.16	Évolution de la vitesse de déformation en fonction de la succion. . . . .	189
5.17	Déformations de fluage en fonction de l'humidité relative pour deux films fins d'argile. . . . .	190
5.18	Évolution de la la limite élastique en fonction de la vitesse de déformation et de la succion. . . . .	192
5.19	Modélisation d'essais CRS avec prise en compte des effets de température. . . . .	194
6.1	Dispositif expérimental développé pour l'étude de l'influence de la température et de l'humidité relative sur le comportement oedométrique. . . . .	199
6.2	Évolution de la température en fonction du temps pour les 3 oedomètres de l'enceinte . . . . .	201
6.3	Schéma du dispositif expérimental de contrôle de la succion par phase vapeur. . . . .	202
6.4	Schéma du dispositif expérimental de contrôle de la succion par la méthode de variation de la pression de vapeur saturante avec la température. . . . .	203
6.5	Comparaison du temps caractéristique de diffusion de l'eau dans les bulles et du temps de parcours de la bulle dans l'eau pour une hauteur d'eau fixée à 15 cm. . . . .	205
6.6	Cellule oedométrique (diamètre 38 mm) utilisée permettant la mesure de la pression latérale. . . . .	206
6.7	Vues au microscope électronique à balayage d'une éprouvette de sable d'Hostun préparée par pluviation à sec. . . . .	207
6.8	Courbe de rétention du sable de Hostun. . . . .	208
6.9	Résultats de consolidation pour le sable de Hostun à 25 °C et 40 °C. . . . .	209

## TABLE DES FIGURES

---

6.10	Chemin de contrainte pour le sable de Hostun à 25 °C et 40 °C.	211
6.11	Cristal de tobermorite naturel. . . . .	213
6.12	Essai de fluage à long terme du béton cellulaire. . . . .	214
6.13	Image MEB de béton cellulaire. . . . .	215
6.14	Courbe contraintes-déformations d'un essai de résistance en compression simple à humidité relative fixée. . . . .	216
6.15	Influence de l'humidité relative sur la résistance en compression simple. . . . .	217
6.16	Essai porosimétrique sur le béton cellulaire, volume injecté en fonction du diamètre de pore équivalent. . . . .	218
6.17	Photographie de l'éprouvette de béton cellulaire utilisée pour la microtomographie au rayons X. . . . .	219
6.18	Microtomographie à rayon X du béton cellulaire. . . . .	219
6.19	Identification par analyse d'image de la distribution de la taille de pore dans le béton cellulaire pour quatre projections de zones différentes dans l'éprouvette scannée. . . . .	220
6.20	Évolution des déformations pendant la phase d'équilibration thermo-hydrrique. . . . .	223
6.21	Évolution des déformations en fonction du logarithme du temps pour les trois éprouvettes testées simultanément à 43 °C pour le premier palier de contrainte. . . . .	224
6.22	Évolution de l'indice de compression secondaire en fonction du niveau de contrainte, de la température et de l'humidité relative pour le béton cellulaire. . . . .	225

## TABLE DES FIGURES

---

# Liste des tableaux

1.1	Classement des différents comportements différés en fonction de la nature du géomatériau. . . . .	63
2.1	Paramètres géotechniques de la kaolinite. . . . .	70
2.2	Conditions expérimentales des essais réalisés sur le kaolin. . . . .	77
2.3	Indices de compression verticaux $C_{c,v}$ et horizontaux $C_{c,h}$ mesurés pour différents essais. . . . .	86
3.1	Hypothèses soutenues par les grandes théories de modélisation. . . . .	113
4.1	Paramètres utilisés pour le modèle (loi d'écoulement associée). . . . .	127
4.2	Effet d'une augmentation du coefficient de Poisson sur les paramètres mécaniques lorsque les paramètres visqueux, la pente de l'état critique, le coefficient de compressibilité et de gonflement sont fixés. . . . .	133
4.3	Influence de la vitesse de déformation sur la limite élastique apparente. . . . .	135
4.4	Paramètres utilisés pour le modèle (loi d'écoulement associée). . . . .	151
5.1	Succion et humidité relative correspondante en fonction de la solution saline saturée utilisée à 20 °C. . . . .	170
5.2	Différents dispositifs expérimentaux existants permettant le contrôle de la contrainte axiale, de la succion et de la température, pour l'étude des couplages THM en condition oedométrique. . . . .	174

## LISTE DES TABLEAUX

---

5.3	Synthèse des différents effets de la température et de l'humidité relative sur le comportement de géomatériaux. . . . .	191
6.1	Valeur moyenne du module d'Young pour différents sols. . . . .	207
6.2	Programme expérimental sur le sable de Hostun. . . . .	209
6.3	Paramètres mécaniques du sable Hostun en fonction de la température. . . . .	210
6.4	Programme expérimental sur le béton cellulaire . . . . .	222
6.5	Indice de compression secondaire ( $C_\alpha$ ) en fonction de la température et de l'humidité relative du béton cellulaire pour différents niveaux de contraintes . . . . .	224

# Nomenclature

$\boldsymbol{\sigma}$	Tenseur des contraintes	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$
$\boldsymbol{D}$	Tenseur élastique	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$
$\ddot{\epsilon}$	Accélération des déformations	$[\text{T}^{-2}]$
$\Delta_{vap}\bar{H}$	Chaleur latente molaire de vaporisation	$[\text{ML}^2\text{T}^{-2}\text{N}^{-1}]$
$\dot{\epsilon}$	Vitesse de déformation	$[\text{T}^{-1}]$
$\epsilon^e$	Déformation élastique	$[-]$
$\epsilon^{vp}$	Déformation visco-plastique	$[-]$
$\epsilon_v^{vp}$	Déformation volumique visco-plastique	$[-]$
$\eta$	Viscosité du matériau	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-1}]$
$\kappa$	Coefficient de gonflement	$[\text{M}^{-1}\text{LT}^2]$
$\lambda$	Coefficient de compressibilité	$[\text{M}^{-1}\text{LT}^2]$
$\nu$	Coefficient de Poisson	$[-]$
$\phi'$	Angle de frottement interne	$[-]$
$\rho_s$	Masse volumique des grains solides	$[\text{ML}^{-3}]$
$\rho_w$	Masse volumique de l'eau	$[\text{ML}^{-3}]$
$\sigma'_h$	Contrainte effective horizontale	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$

LISTE DES TABLEAUX

---

$\sigma'_v$	Contrainte effective verticale	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$
$C_\alpha$	Indice de compression secondaire	$[-]$
$C_c$	Indice de compression	$[-]$
$C_s$	Indice de gonflement	$[-]$
$e$	Indice des vides	$[-]$
$E_c$	Module élastique	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$
$E_{c\infty}$	Module élastique à long terme	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$
$F_d$	Surface de charge dynamique	$[-]$
$F_s$	Surface de charge statique	$[-]$
$G$	Module de cisaillement	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$
$H_r$	Humidité relative	$[-]$
$I_p$	Indice de plasticité	$[-]$
$K$	Module d'élasticité isostatique	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$
$K_0$	Coefficient des terres aux repos	$[-]$
$M$	Pente de la droite d'état critique	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$
$M_w$	Masse molaire de l'eau	$[\text{MN}^{-1}]$
$p$	Contrainte moyenne	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$
$p_v$	Pression de vapeur d'eau dans l'air	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$
$p_v^{sat}$	Pression de vapeur saturante d'eau dans l'air	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$
$q$	Déviateur des contraintes	$[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$
$Q_{st}$	Chaleur isostérique de sorption	$[\text{ML}^2\text{T}^{-2}\Theta^{-1}\text{N}^{-1}]$
$R$	Constante universelle des gaz parfaits	$[\text{ML}^2\text{T}^{-2}\Theta^{-1}\text{N}^{-1}]$

LISTE DES TABLEAUX

---

$R_c$	Résistance en compression simple	$[ML^{-1}T^{-2}]$
$s$	Succion	$[ML^{-1}T^{-2}]$
$T$	Température	$[\theta]$
$t$	Temps	$[T]$
$T_{oedo}$	Température des oedomètres	$[\theta]$
$T_p$	Température du polystat	$[\theta]$
$u$	Pression interstitielle	$[ML^{-1}T^{-2}]$
$w_l$	Limite de liquidité	$[-]$
$w_p$	Limite de plasticité	$[-]$

## LISTE DES TABLEAUX

---

# Introduction

La durée de vie des ouvrages prise en compte lors de leur dimensionnement est de plus en plus importante. Par exemple, le viaduc de Millau a été dimensionné pour une période de 100 ans et le stockage profond des déchets nucléaires prévoit une durée de réversibilité du stockage d'un siècle également. Cela demande une compréhension approfondie des phénomènes différés affectant le sol que sont le fluage et la relaxation. Or, encore de nos jours, les phénomènes physiques à l'origine du fluage ou de la relaxation ne sont pas clairement identifiés. Ainsi, la contribution des phénomènes différés dans l'Eurocode 2 (concernant le béton) ou l'Eurocode 7 (concernant les calculs géotechniques) est vue à travers des coefficients de fluage empiriques.

Les déformations différées peuvent agir pendant des périodes très importantes, couvrant plusieurs siècles. La Tour de Pise en est un exemple probant. Édifiée en 1173, elle exhibe depuis cette date une inclinaison grandissante jusqu'à atteindre une valeur de plus de  $5^\circ$  en 1993 ([Jamiolkowski \*et al.\*, 1993](#)). La Figure 1 montre les étapes de construction (a) ainsi que l'évolution de l'inclinaison de la tour en fonction du temps (b). Même si la construction s'étend sur plus d'un siècle, on peut remarquer qu'à chaque étape de construction, l'inclinaison augmente rapidement. De plus, on peut remarquer que l'augmentation de l'inclinaison ne s'arrête jamais jusqu'à atteindre, dans les années 1990, des valeurs tellement importantes qu'elles remettent en cause la stabilité de la tour. De nombreux travaux ont été entrepris pour assurer la stabilité de la structure (par exemple de l'extraction de sol ([Burland, 2002](#))). À travers cet exemple, nous voulons montrer que l'échelle de temps à considérer n'est pas la dizaine d'années, mais plutôt le siècle ou même plus. Ceci justifie la surveillance et l'auscultation d'ouvrages historiques pour en assu-

## Introduction

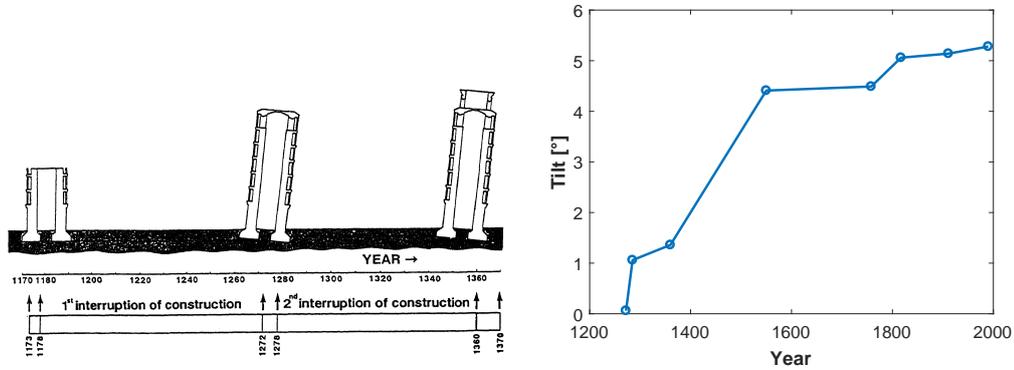


FIGURE 1 – Construction et évolution de l'inclinaison de la tour de Pise en fonction du temps d'après [Jamiołkowski \*et al.\* \(1993\)](#).

rer la stabilité. [Jamiołkowski \*et al.\* \(1993\)](#) ont montré que l'inclinaison de la tour varie au cours d'une journée (Figure 2).

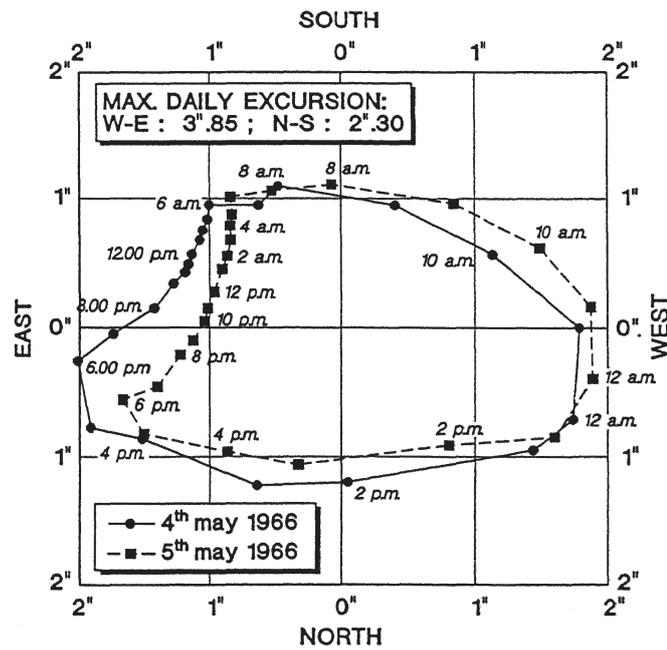


FIGURE 2 – Évolution quotidienne de l'inclinaison de la Tour de Pise ([Jamiołkowski \*et al.\*, 1993](#)).

Pendant les heures les plus chaudes de la journée, l'inclinaison de la tour est plus importante alors qu'elle diminue pendant la nuit notamment. Ainsi,

l'inclinaison de la tour dépend de facteurs environnementaux comme la température.

Le stockage profond des déchets nucléaires est actuellement étudié activement par l'Andra. Une période de réversibilité du stockage d'un siècle au minimum est demandée. Or, pour atteindre cet objectif, il convient de disposer de simulations performantes du comportement différé des galeries. Une des principales difficultés provient du fait que les colis de déchets radioactifs vont progressivement chauffer la roche environnante. De plus, la roche, désaturée lors de l'excavation des galeries, va progressivement se resaturer. Ainsi, l'étude du comportement différé de la roche hôte envisagée pour le stockage profond des déchets nucléaires doit prendre en compte les effets de la température et de la resaturation progressive de la roche. La Figure 3 montre deux galeries excavées dans l'argilite du Callovo-Oxfordien (une galerie d'accès (a) et une galerie de micro tunnel d'un diamètre de 70 cm pour accueillir les colis radioactifs (b) ([Guayacán-Carrillo, 2016](#))).

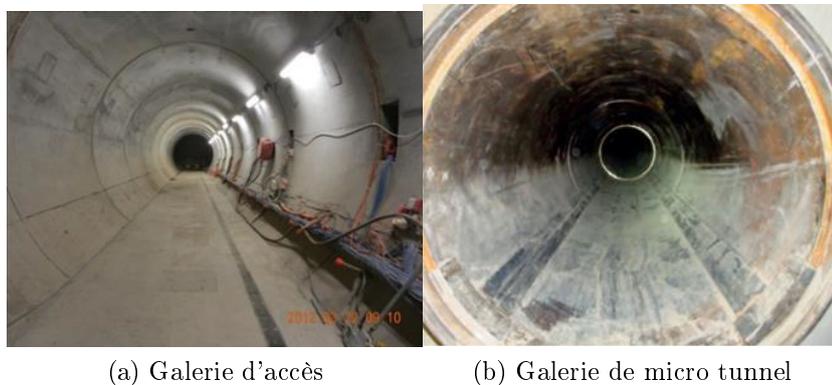


FIGURE 3 – Galeries excavées dans l'argilite du Callovo-Oxfordien pour l'étude du stockage profond des déchets radioactifs ([Guayacán-Carrillo, 2016](#)).

L'objectif de cette thèse est de caractériser le comportement différé de géomatériaux, afin d'acquérir une meilleure compréhension des phénomènes différés, et ainsi une meilleure prise en compte de ces effets dans le dimensionnement des structures géotechniques. Une démarche progressive a été mise en place pour atteindre cet objectif.

Dans un premier temps, nous nous sommes intéressés à l'influence des effets différés sur le comportement mécanique d'une argile saturée en condition isotherme. Cette partie a pour but d'explicitier le lien entre les différents essais existants permettant de caractériser le comportement différé de géomatériaux. De plus, l'adjonction d'un capteur de pression latérale à une cellule oedométrique, permettra d'avoir une information précise sur l'évolution des contraintes axiales et radiales des sols lors d'une phase de fluage ou de relaxation en condition oedométrique.

Dans une perspective de changement climatique, les variations de température et de pluviométrie peuvent induire une accélération des déformations différées. Il paraît essentiel de caractériser l'influence de paramètres environnementaux que sont la température et l'humidité relative sur le comportement mécanique différé de géomatériaux. Nous avons développé un dispositif expérimental permettant de prendre en compte les effets de la température et de l'humidité relative sur le comportement différé de géomatériaux.

Enfin, un travail de modélisation a été réalisé pour voir si un modèle utilisé classiquement pour prendre en compte les effets différés était en mesure de capturer les observations expérimentales. Il convient d'identifier quels sont les paramètres prépondérants dans la prise en compte des effets différés sur le comportement mécanique de géomatériaux.

Nous avons restreint notre étude aux conditions oedométriques : un mode de sollicitation très intéressant car permettant de caractériser le comportement de géomatériaux en place sur le terrain, c'est-à-dire lorsque les déformations horizontales sont nulles.

Ce rapport s'articule autour de 6 chapitres principaux : le chapitre 1 présente les différents essais permettant de caractériser les effets différés ainsi que les principales observations expérimentales réalisées. Ce chapitre met en évidence l'importance des effets de vitesse. Le chapitre 2 est consacré aux résultats expérimentaux obtenus sur une argile saturée en condition isotherme. Le capteur de pression latérale permet de caractériser l'évolution des contraintes horizontales au cours de différents essais.

Le chapitre 3 présente une revue de la littérature sur les différentes théories établies permettant la prise en compte des effets différés sur le com-

portement mécanique de géomatériaux. Le chapitre 4 quant à lui présente le développement numérique réalisé. La capacité du modèle à prendre en compte les différentes observations expérimentales est testée et analysée. Le rôle de chaque paramètre est détaillé.

Le chapitre 5 est consacré à l'étude bibliographique de l'effet de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique de géomatériaux. À travers ce chapitre, une comparaison des dispositifs expérimentaux existants a été réalisée, mettant au jour l'intérêt de la conception d'un dispositif expérimental original. Le chapitre 6 décrit le développement du dispositif expérimental permettant le contrôle de la température de l'humidité relative et de l'état de contrainte d'un matériau. Les résultats obtenus sur un sable et un béton cellulaire sont présentés et analysés.

Enfin, dans un dernier temps, des éléments de conclusions et de perspectives concernant le travail réalisé au regard des objectifs fixés sont apportés.



## Première partie

# Étude du comportement mécanique différé d'une argile saturée drainée



# Chapitre 1

## État de l'art : Évidences expérimentales de l'influence du temps

---

**T**HIS CHAPTER presents the effects of time on the mechanical behavior of clays and sands in oedometric conditions. Creep, relaxation and CRS (Constant Rate of Strain) tests are presented. According to the literature, two types of behavior are observable. On one hand, clay has a mechanical behavior known as isotach: at each imposed rate of deformation corresponds a consolidation curve. On the other hand, granular materials and particularly sand have a non-isotach behavior: the rate of deformation has no influence on the consolidation curve. However, for all materials studied, transient effects are observable, related to the variation of strain rate. The earth coefficient at rest increases during the secondary compression for clay materials. A recent study has shown that the critical state of clay does not depend on the imposed shear rate. Finally, the relationship between the variables characterizing the relaxation, creep and Constant Rate of Strain (CRS) tests shows these tests are governed by the same physical phenomenon.

---

**C**E CHAPITRE présente les effets du temps sur le comportement mécanique des argiles et des sables en condition oedométrique. Les essais de fluage, de relaxation et à vitesse de déformation contrôlée sont présentés. D'après l'étude bibliographique réalisée ici, deux types de comportements sont observables. D'une part, les matériaux argileux ont un comportement mécanique qualifié d'isotache, c'est-à-dire qu'à chaque vitesse de déformation imposée correspond une courbe de consolidation. D'autre part, les matériaux granulaires, et particulièrement les sables, possèdent un comportement non-isotache, c'est-à-dire que la vitesse de déformation n'a pas d'influence sur la courbe de consolidation. Cependant, pour tous les matériaux étudiés, des effets transitoires liés aux variations du taux de déformation sont observables. Le coefficient des terres au repos augmente pendant les phases de compression secondaire pour les matériaux argileux. Une étude récente a montré que l'état critique d'une argile ne dépend pas de la vitesse de cisaillement imposée. Enfin, le lien entre les variables caractérisant les essais de relaxation, de fluage et les essais de vitesse imposée révèle que ces essais sont gouvernés par le même phénomène physique.

---

Que ce soit pour les argiles ou les sables, il a été montré que les sols ont un comportement dépendant du temps. Ce comportement a été largement observé sur le papier (Vlahinić *et al.*, 2012), l'acier, le béton (Neville *et al.*, 1983), les roches (Griggs, 1939) et l'ensemble des géomatériaux. Dans ce chapitre, nous allons détailler les effets du temps sur le comportement mécanique des argiles et des sables en condition oedométrique saturée. Nous établirons le lien entre les différents types d'essais existants pour permettre la caractérisation des effets différés sur le comportement mécanique des géomatériaux.

### 1.1 Fluage, relaxation et essais de vitesse

Afin de caractériser les effets du temps sur le comportement mécanique de géomatériaux, différents essais sont couramment pratiqués :

- des essais de fluage à contrainte fixée,
- des essais de relaxation à déformation fixée,
- des essais CRS (Constant Rate of Strain) à vitesse de déformation fixée,
- des essais SRS (Stepwise change in the Rate of Strain) à vitesse de déformation fixée par palier.

#### 1.1.1 Essais de fluage

Le fluage est défini comme un phénomène se traduisant par des déformations évoluant dans le temps sous charge constante. Une illustration de ce phénomène est visible sur la Figure 1.1. En effet, avec le temps, on peut remarquer que les canalisations en plomb initialement rectilignes se sont déformées vers le bas sous leur propre poids.

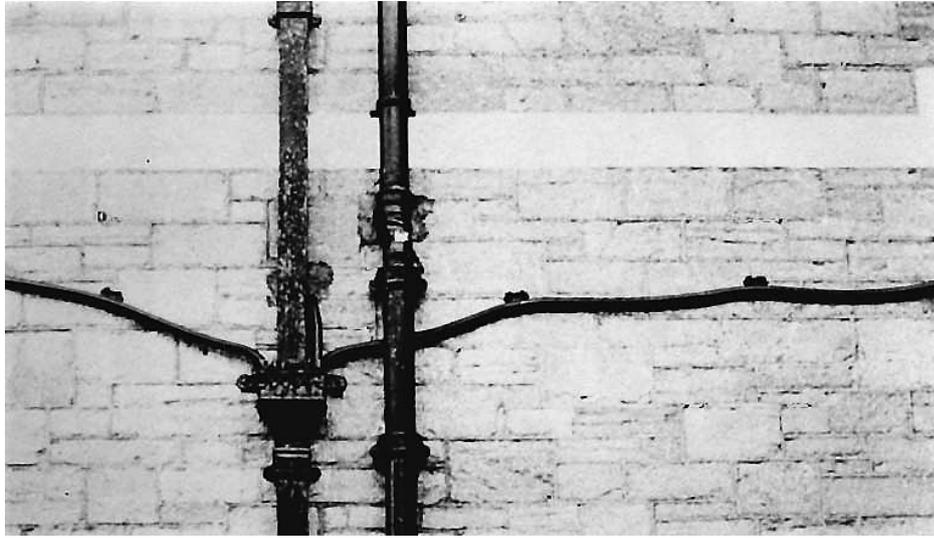


FIGURE 1.1 – Illustration du phénomène de fluage sur des canalisations en plomb (Ashby et Jones, 1996).

Les essais de fluage sont caractérisés par un état de contrainte constant au cours du temps. Lors de ces essais, l'évolution des déformations est suivie (Figure 1.2).

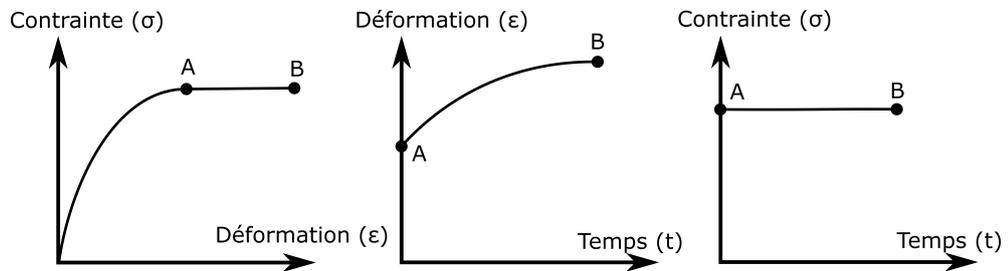


FIGURE 1.2 – Évolution des contraintes et des déformations en fonction du temps lors d'un essai de fluage. La phase de fluage se déroule entre les points A et B.

Pendant un essai de fluage, en fonction du matériau, jusqu'à trois phases peuvent être identifiées (Saint-Antonin, 1995) : le fluage primaire (à vitesse de déformation décroissante), le fluage secondaire (à vitesse de déformation constante) et le fluage tertiaire (à vitesse de déformation croissante) (Figure 1.3).

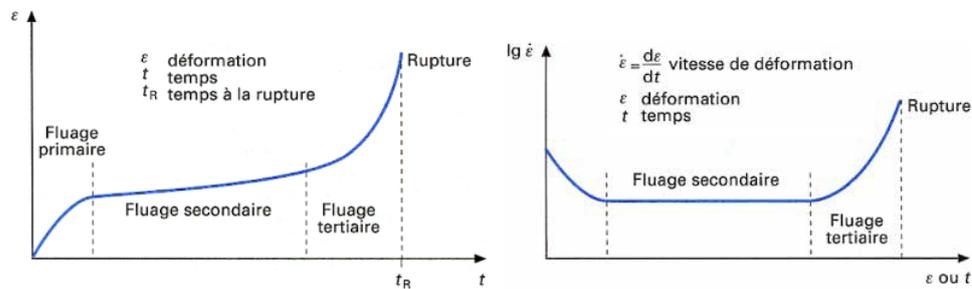


FIGURE 1.3 – Déformation de fluage primaire, secondaire et tertiaire lors d'un essai de fluage (Saint-Antonin, 1995).

### Essai oedométrique par palier de chargement

Un essai oedométrique par palier de chargement est un essai classique pour déterminer le tassement d'un sol soumis à une charge. Lors de cet essai, les déformations radiales sont bloquées et seule la déformation axiale évolue. Lors d'un essai oedométrique drainé à charge constante sur un sol fin, plusieurs phases sont identifiables (Figure 1.4) :

- Une phase d'augmentation instantanée de la pression interstitielle dans toute l'éprouvette suite à l'application de la charge (1).
- Une phase de dissipation des surpressions interstitielles appelée consolidation (ou compression) primaire. La durée de cette phase est gouvernée par la perméabilité du matériau et sa compressibilité ainsi que par la longueur de drainage (2).
- Une phase de fluage pur appelée consolidation (ou compression) secondaire pendant laquelle la surpression interstitielle est nulle (3) correspondant à une phase de fluage primaire (à vitesse de déformation décroissante) (Augustesen *et al.*, 2004).

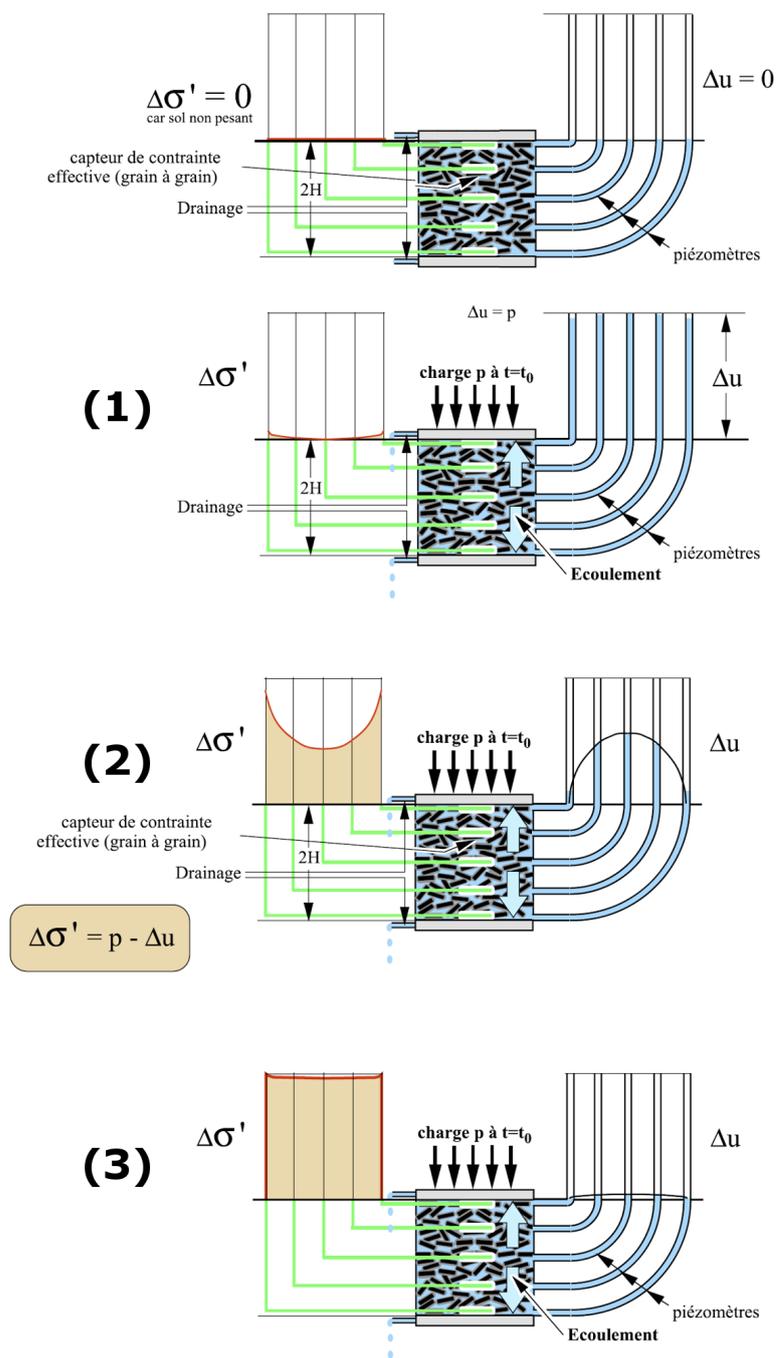


FIGURE 1.4 – Les différentes phases de consolidation en condition oedométrique d'après Dysli (1997).

Pendant la phase de consolidation secondaire en condition oedométrique, on peut remarquer qu'axialement la charge est constante alors que radialement les déformations sont constantes. Cette phase est donc particulièrement intéressante car elle permet de caractériser deux comportements du matériau : d'un point de vue axial le matériau exhibe des déformations de fluage alors que d'un point de vue radial le matériau est sujet à de la relaxation.

### Hypothèses A ou B

Une question apparaît alors : le fluage est-il présent pendant la période de consolidation primaire, c'est-à-dire pendant la phase de dissipation des surpressions interstitielles ? Deux hypothèses s'affrontent pour résoudre ce problème : ces hypothèses ont été nommées hypothèses A et B (Ladd *et al.*, 1977).

- Hypothèse A : le fluage n'est pas présent pendant la phase de consolidation primaire, ce qui implique que la longueur de drainage n'a pas d'influence sur le niveau de déformation à la fin de la consolidation primaire,
- Hypothèse B : le fluage est présent pendant la phase de consolidation primaire, ce qui implique que la longueur de drainage a une influence sur le niveau de déformation à la fin de consolidation primaire. Ainsi, le niveau de déformation atteint à la fin de la consolidation primaire est plus important pour un échantillon épais que pour un échantillon fin car le fluage opère dès l'application de la charge.

Les deux hypothèses sont illustrées par la Figure 1.5.

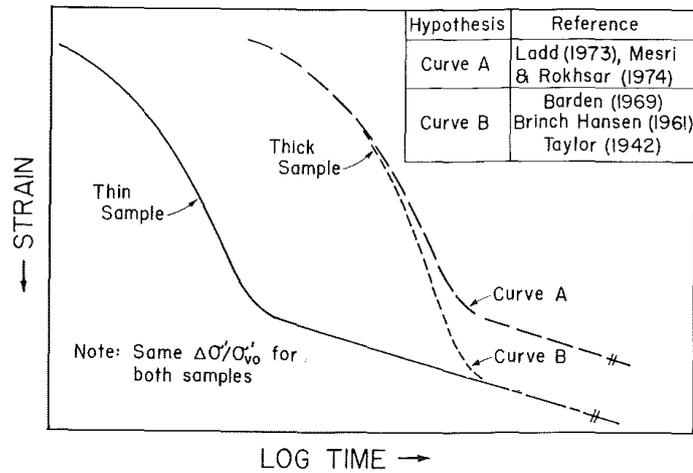


FIGURE 1.5 – Illustration des hypothèses A et B pour deux éprouvettes de hauteurs différentes (Ladd *et al.*, 1977).

Malgré la simplicité apparente de la question, il n'y a pas, à l'heure actuelle, de consensus autour de l'une des hypothèses. L'hypothèse A est soutenue par Ladd *et al.* (1977); Mesri et Choi (1985a). L'hypothèse B est quant à elle soutenue par Suklje (1957); Bjerrum (1967); Leroueil *et al.* (1985); Yin et Graham (1999). Pour valider l'hypothèse B, de nombreux auteurs s'appuient sur des éprouvettes de différentes hauteurs. Mais Leroueil *et al.* (1985) font remarquer que Leonards (1977) utilise ces mêmes données pour justifier l'hypothèse A.

Pour conclure, on pourrait dire qu'il n'y a pas de preuve expérimentale quant à la véracité d'une des hypothèses devant l'autre.

### 1.1.2 Essais de relaxation

La relaxation est le phénomène dual du fluage ; elle se traduit par l'évolution des contraintes au sein d'un matériau dont les déformations sont fixées. Une illustration de ce phénomène, dans le domaine du génie civil, est la perte de précontrainte due à la relaxation des câbles d'acier dans les ouvrages précontraints (ce phénomène est la plupart du temps associé au fluage du béton qui a tendance à amplifier ce phénomène) (Ghali et Trevino, 1985).

L'essai de relaxation s'intéresse à l'évolution temporelle des contraintes à un niveau de déformation fixé. L'évolution de la contrainte axiale en fonction du temps est représentée par la Figure 1.6.

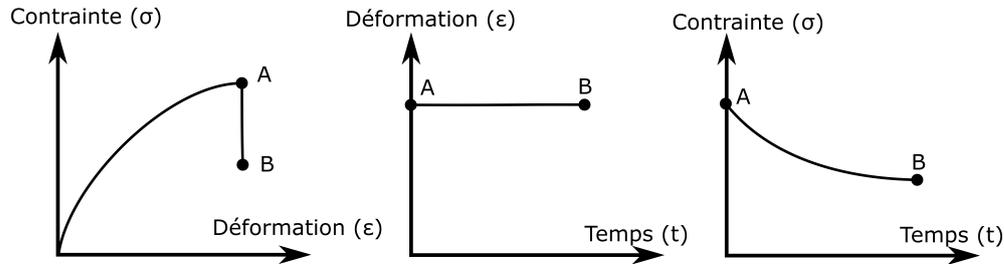


FIGURE 1.6 – Évolution des contraintes et des déformations en fonction du temps lors d'un essai de relaxation. La phase de relaxation se déroule entre les points A et B.

Durant un essai de relaxation, la contrainte décroît en fonction du temps lorsque la déformation totale ( $\epsilon_{tot}$ ) est fixée. Si l'on considère une décomposition classique des déformations totales entre déformations élastiques ( $\epsilon_e$ ) et déformations irréversibles ( $\epsilon_{ir}$ ) :

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_e + \epsilon_{ir} \quad (1.1)$$

alors la baisse de contrainte induit une décharge élastique et donc une diminution de déformations élastiques. Comme la déformation totale est fixée, cette baisse de déformation élastique est exactement compensée par une augmentation des déformations irréversibles.

Il est intéressant de noter que les essais de fluage non drainés en condition triaxiale font appel à un mode de sollicitation complexe qui volumétriquement est à rapprocher d'un essai de relaxation et déviateuriquement se rapproche d'un essai de fluage. En effet, si l'on considère un essai de fluage saturé non drainé pendant lequel la charge est maintenue constante en conditions triaxiales et pour lequel on observe une augmentation de la pression interstitielle (Bishop *et al.*, 1962), le comportement du matériau peut être analysé selon deux contributions :

- d'un point de vue volumétrique, l'eau et les grains solides étant considé-

rés comme incompressibles, alors le volume de l'éprouvette est constant et l'augmentation de la pression interstitielle et donc la baisse de la contrainte moyenne effective est à rapprocher de la baisse de la contrainte observée lors d'un essai de relaxation drainé classique ;

- d'un point de vue déviatorique, il n'y a pas de variation du déviateur des contraintes pendant l'augmentation de la pression interstitielle et l'évolution des déformations déviatoriques rappelle un essai de fluage classique.

### 1.1.3 Essais à vitesse de déformation contrôlée

Les essais à vitesse de déformation contrôlée, généralement réalisés en condition oedométrique, permettent de caractériser le comportement mécanique des géomatériaux en imposant une vitesse de déformation à l'éprouvette et en suivant l'évolution des contraintes dans le matériau (Figure 1.7) (Smith et Wahls, 1969). Ces essais sont particulièrement intéressants car ils permettent de tester le matériau continûment dans toute la gamme de contraintes et de déformations admissibles. Ainsi, en choisissant une vitesse de déformation adaptée (en particulier à la conductivité hydraulique et à la longueur de drainage), il est possible de ne pas générer de surpression interstitielle pendant l'essai et donc de caractériser le comportement différé d'un sol.

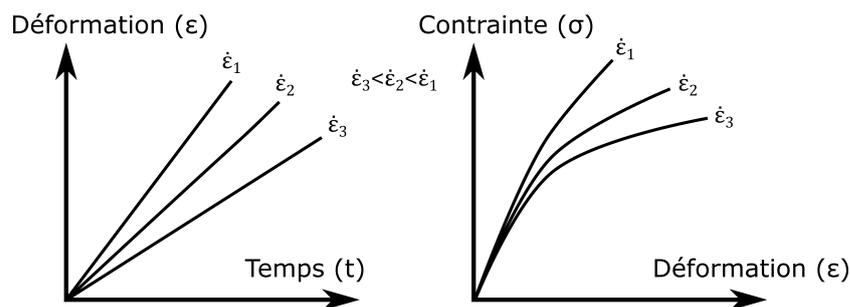


FIGURE 1.7 – Évolution des contraintes et des déformations en fonction du temps lors d'un essai CRS.

Les essais CRS (pour Constant Rate of Strain), à vitesse de déformation ( $\dot{\epsilon}$ ) fixée, sont largement utilisés depuis le développement de l'approche iso-

## 1.2. Les effets du temps sur le comportement des géomatériaux en condition oedométrique

---

tache proposée par [Suklje \(1957\)](#). Les essais SRS (pour Stepwise change in the Rate of Strain) constituent une variante des essais CRS en imposant une vitesse de déformation constante par paliers. Les essais SRS sont donc une succession d'essais CRS les uns à la suite des autres. Les essais SRS permettent de rendre compte à la fois de l'influence de la vitesse et de l'effet d'un changement de vitesse de déformation sur le comportement mécanique des géomatériaux en s'affranchissant des éventuelles incertitudes de répétabilité des essais car la même éprouvette est testée à différentes vitesses de déformations.

## 1.2 Les effets du temps sur le comportement des géomatériaux en condition oedométrique

Les essais précédemment décrits ont été appliqués aux sols argileux et aux sols sableux en condition drainée. Pour essayer de comprendre les mécanismes à l'origine des effets différés, nous allons présenter les principaux résultats expérimentaux.

### 1.2.1 Fluage

Pour caractériser la phase de consolidation secondaire en condition oedométrique, un coefficient est introduit : l'indice de compression secondaire ( $C_\alpha$ ) (ou indice de consolidation secondaire) défini comme la pente de la relation affine entre le logarithme du temps et les déformations ( $C_{\alpha\epsilon}$ ) ou l'indice des vides ( $C_{\alpha e}$ ) (Figure 1.8).

$$C_{\alpha e} = -\frac{\Delta e}{\Delta \log\left(\frac{t}{t_{ref}}\right)} \quad (1.2)$$

$$C_{\alpha\epsilon} = \frac{\Delta\epsilon}{\Delta \log\left(\frac{t}{t_{ref}}\right)} \quad (1.3)$$

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

avec  $e$  l'indice des vides,  $e_0$  l'indice des vides initial,  $\epsilon$  les déformations axiales,  $t$  le temps et  $t_{ref}$  un temps de référence.

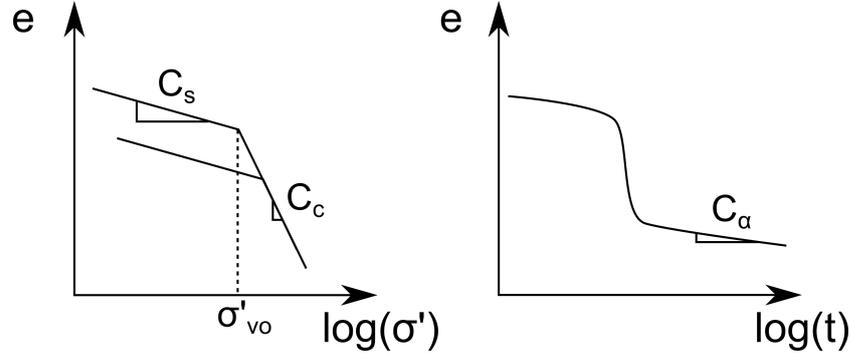


FIGURE 1.8 – Détermination de l'indice de compression secondaire ( $C_\alpha$ ), de l'indice de compressibilité ( $C_c$ ) et de l'indice de gonflement( $C_s$ ).

### Rapport $C_{\alpha\epsilon}/C_c$

L'indice de compressibilité ( $C_c$ ) est défini comme la pente de la relation affine entre l'indice des vides et le logarithme du ratio entre la contrainte verticale effective et une contrainte moyenne effective de référence, dans le régime normalement consolidé :

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \log\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_{ref}}\right)} \quad (1.5)$$

Mesri et Godlewski (1977); Mesri et Castro (1987) ont étudié le rapport  $C_{\alpha\epsilon}/C_c$ . Il existe une corrélation entre l'indice de compression secondaire ( $C_{\alpha\epsilon}$ ) et l'indice de compressibilité ( $C_c$ ). Au travers de nombreux essais, il apparaît que le rapport  $\frac{C_{\alpha\epsilon}}{C_c}$  est constant pour une large gamme de sols inorganiques et vaut  $\frac{C_{\alpha\epsilon}}{C_c} = 0.04 \pm 0.01$ . De plus, ce rapport ne dépend pas du niveau de contrainte ou du temps, même si les indices de compression secondaire  $C_{\alpha\epsilon}$  et de compressibilité  $C_c$  peuvent en dépendre (Figure 1.9).

Pour chaque état du sol considéré, si l'on fixe la contrainte verticale effective, le temps et l'indice des vides, il est possible de déterminer un couple : indice de compression secondaire et indice de compressibilité ( $C_{\alpha\epsilon}, C_c$ ). Le

1.2. Les effets du temps sur le comportement des géomatériaux en condition oedométrique

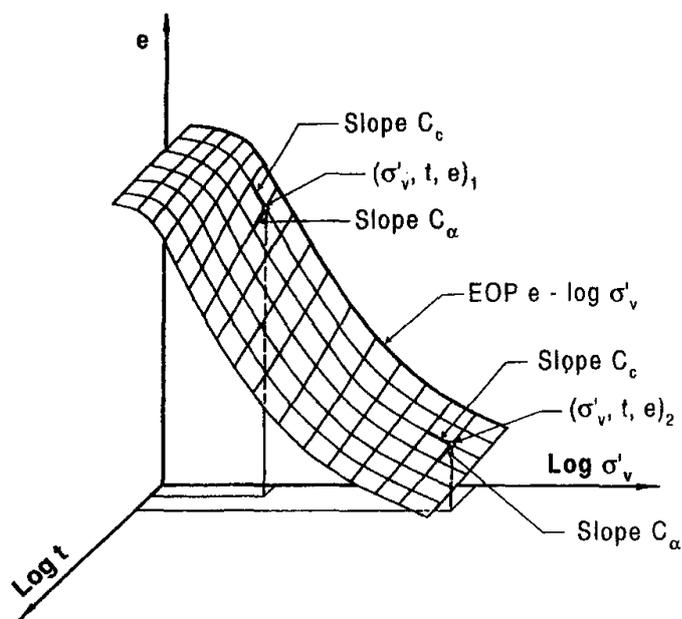


FIGURE 1.9 – Représentation schématique de l'indice de compression secondaire ( $C_{\alpha\epsilon}$ ) et de l'indice de compressibilité ( $C_c$ ) en fonction du logarithme du temps et du logarithme de la contrainte effective verticale (Mesri et Godlewski, 1977).

rapport des deux indices obtenus demeure constant. Ainsi, la relation entre  $C_{\alpha\epsilon}$  et  $C_c$  reste valable pour tout temps et tout niveau de contrainte. La Figure 1.10 montre, pour l'argile de Berthierville, l'évolution de l'indice de compression secondaire ( $C_{\alpha\epsilon}$ ) en fonction de l'indice de compressibilité ( $C_c$ ) pour différents tests oedométriques réalisés par paliers de chargement. La relation entre les indices de compression secondaire  $C_{\alpha\epsilon}$  et de compressibilité  $C_c$  est linéaire. De plus, la pente (0.045) de cette relation est bien comprise dans l'intervalle proposé par Mesri et Godlewski (1977) ( $0.04 \pm 0.01$ ).

Cependant, à l'heure actuelle il n'y a pas d'interprétation physique de ce constat expérimental.

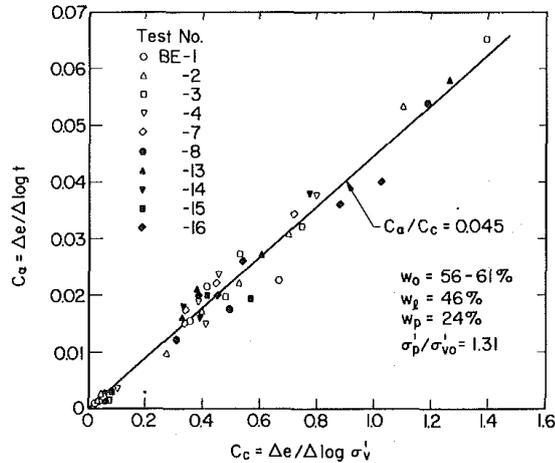


FIGURE 1.10 – Évolution de l'indice de compression secondaire ( $C_{\alpha\epsilon}$ ) en fonction de l'indice de compressibilité ( $C_c$ ) pour différents tests oedométriques sur l'argile de Berthierville (Mesri et Castro, 1987).

### Influence du fluage sur le coefficient des terres au repos ( $K_0$ )

Le coefficient des terres au repos ( $K_0$ ) représente le ratio entre les contraintes horizontales effectives ( $\sigma'_h$ ) et les contraintes verticales effectives ( $\sigma'_v$ ).

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma_h - u}{\sigma_v - u} \quad (1.6)$$

avec  $u$  la pression interstitielle,  $\sigma_h$  la contrainte horizontale et  $\sigma_v$  la contrainte verticale.

Ce paramètre est largement utilisé dans les modélisations pour initialiser l'état de contrainte horizontal connaissant l'état de contrainte vertical. Cependant, l'influence du fluage et plus généralement des effets différés sur le coefficient des terres au repos est un sujet très peu documenté dans la littérature. Mesri et Castro (1987) ont étudié en condition pseudo-oedométrique (i.e. avec un appareil triaxial lorsque l'évolution de la contrainte radiale est asservie pour imposer une déformation radiale nulle dans le temps) l'évolution du coefficient des terres au repos pendant une phase de consolidation secondaire. D'après leurs essais, les auteurs considèrent qu'une variation de

1.2. Les effets du temps sur le comportement des géomatériaux en condition oedométrique

$\pm 0.02\%$  de la déformation radiale ne perturbe pas la condition oedométrique et donc la valeur du coefficient des terres au repos. Il a été montré que le coefficient des terres au repos augmente de façon quasi-linéaire en fonction du logarithme du temps pendant la phase de consolidation secondaire pour différents sols (Figure 1.11). Les pentes  $\frac{\Delta K_0}{\Delta \log(t)}$  mesurées sont com-

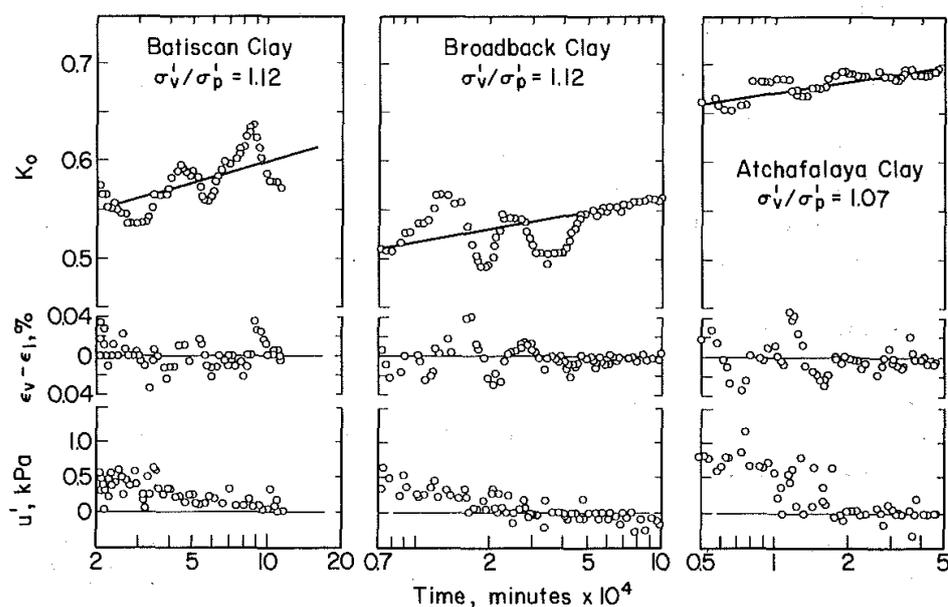


FIGURE 1.11 – Évolution de  $K_0$  pendant la compression secondaire de différents sols (Mesri et Castro, 1987).

prises entre 0.02 et 0.07. Les auteurs montrent que le temps nécessaire pour atteindre par consolidation secondaire une valeur de  $K_0 = 1$  (c'est-à-dire lorsque la contrainte axiale effective est égale à la contrainte horizontale effective) est beaucoup trop important au regard de l'âge moyen des argiles (environ 10 000 ans).

Les valeurs initiales obtenues expérimentalement à la fin de la consolidation primaire sont très proches de celles données par la formule de Jaky (1944) :

$$K_0 = 1 - \sin(\phi') \quad (1.7)$$

avec  $\phi'$  l'angle de frottement interne du matériau. En effet, d'après les données

fournies par Mesri et Castro (1987), on obtient par cette formule :  $K_0 = 0.5$ ,  $K_0 = 0.5$  et  $K_0 = 0.63$  respectivement pour les argiles de Bastican, de Broadback et de Atchafalaya. Les valeurs atteintes à la fin de l'expérience sont plus importantes de près de 20%.

Pour les sols sur-consolidés (OC pour over-consolidated), une relation empirique a été introduite par Schmidt (1966) (Équation 1.8).

$$K_{0OC} = K_{0NC}OCR^m \quad (1.8)$$

avec  $K_{0OC}$  le coefficient des terres au repos sur-consolidé,  $K_{0NC}$  le coefficient des terres au repos normalement consolidé,  $OCR$  le ratio de sur-consolidation défini comme le rapport en la contrainte effective maximale imposée à l'élément de sol divisé par la contrainte effective courante. Ainsi, pour un sol normalement consolidé, on a  $OCR = 1$ . Enfin  $m$  est la pente de la droite lorsque le logarithme de  $K_{0OC}$  est représenté en fonction du logarithme de  $OCR$ .

Le coefficient des terres au repos est donc un paramètre rhéologique des matériaux qui dépend de la nature et de l'état du matériau considéré. Ainsi, en permettant de caractériser la répartition verticale et horizontale des contraintes effectives, le coefficient des terres au repos nous apparaît comme un indicateur particulièrement intéressant pour analyser le comportement mécanique différé des matériaux.

## 1.2.2 Relaxation

Les essais de relaxation en condition oedométrique sont rares. On peut néanmoins citer Yin et Graham (1989) qui travaillent sur une illite reconstituée et qui, pendant un essai à vitesse de déformation contrôlée, réalisent une étape de relaxation drainée sur une période de 4 jours environ (Figure 1.12). La contrainte axiale effective diminue de manière significative dans les premiers instants de l'expérience passant de plus 500 kPa à 450 kPa puis dans un second temps, la contrainte axiale effective diminue de manière régulière passant de 450 kPa à 400 kPa sur une période de 5 jours environ. De manière analogue à la phase de compression secondaire, un coefficient est introduit

1.2. Les effets du temps sur le comportement des géomatériaux en condition oedométrique

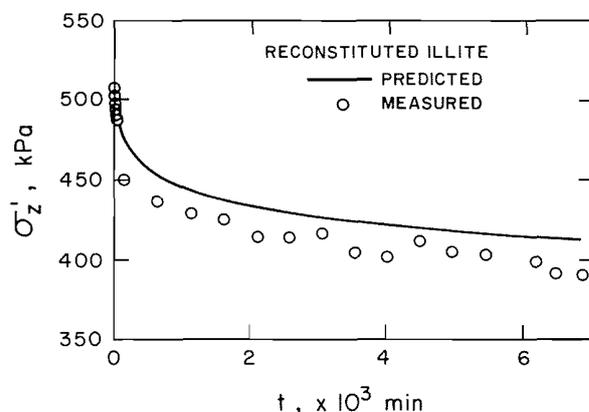


FIGURE 1.12 – Évolution de la contrainte axiale en fonction du temps pendant une phase de relaxation (Yin et Graham, 1989).

permettant de caractériser la relaxation des contraintes. En effet, la pente de la relation linéaire entre le logarithme des contraintes effectives verticales et le logarithme du temps est définie comme le coefficient de relaxation des contraintes :

$$R_{\alpha} = -\frac{\Delta \ln(\sigma'_v)}{\Delta \ln(t)}$$

En condition non drainée, Yoshikuni *et al.* (1994) cités par Leroueil (2006) observent les surpressions interstitielles générées pendant trois essais de relaxation en fonction du temps. Ces essais sont réalisés en stoppant la consolidation secondaire en fermant le drainage de la cellule oedométrique à une contrainte effective de 314 kPa lorsque la vitesse de variation de l'indice des vides était égale à  $10^{-3} \text{ min}^{-1}$  dans le cas 1, à  $10^{-4} \text{ min}^{-1}$  dans le cas 2 et à  $10^{-5} \text{ min}^{-1}$  dans le cas 3. Pendant la phase de relaxation, la surpression interstitielle est mesurée (Figure 1.13).

Plus la vitesse de déformation à laquelle la consolidation secondaire est stoppée est grande, plus les surpressions interstitielles générées sont importantes. Ainsi, la surpression interstitielle mesurée dans le cas 3 est trois fois moins importante que celle mesurée dans le cas 1 où la vitesse de déformation est la plus importante. Les auteurs montrent par là même que la consolidation secondaire sous charge constante résulte en la génération de surpressions interstitielles qui se dissipent grâce au drainage.

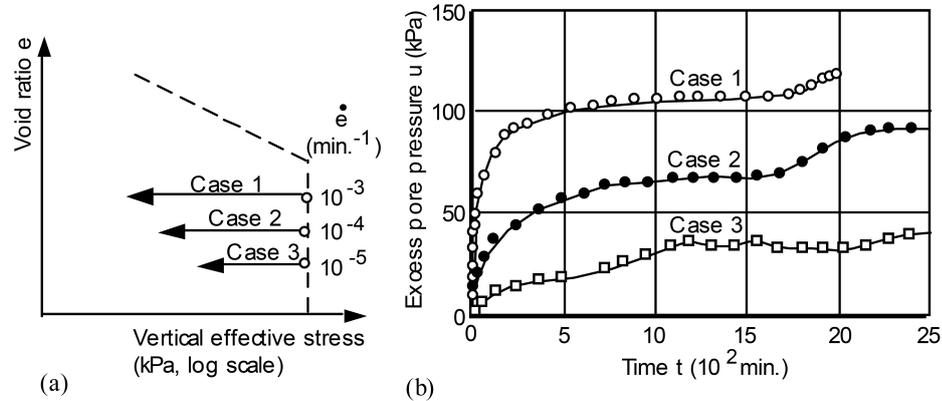


FIGURE 1.13 – (a) Représentation schématique de la courbe de consolidation pour les trois essais oedométriques réalisés (b) Surpression interstitielle générée pendant les trois essais de relaxation non drainés en condition oedométrique d'après [Yoshikuni \*et al.\* \(1994\)](#) cité par [Leroueil \(2006\)](#).

### 1.2.3 Essais à vitesse de déformation contrôlée

Nous allons dans un premier temps détailler le comportement mécanique des argiles lors d'un essai à vitesse de déformation contrôlée en condition oedométrique, puis nous nous intéresserons au comportement mécanique du sable sous les mêmes sollicitations.

#### Sur les argiles

Lors d'un essai CRS sur un sol argileux, à chaque vitesse de déformation imposée correspond une courbe contrainte-déformation. Ces courbes, appelées isotaches dans la théorie de [Suklje \(1957\)](#), caractérisent le comportement dépendant du temps des matériaux. [Leroueil \*et al.\* \(1985\)](#) ont réalisé une série d'essais CRS en condition oedométrique sur l'argile de Batiscan (Figure 1.14). Deux régimes sont identifiables : le régime surconsolidé dans lequel les courbes sont affines et toutes superposées et le régime normalement consolidé dans lequel les courbes forment une famille de courbes d'allures très similaires. Seule la courbe à la vitesse de déformation la plus faible diffère légèrement des autres. Plus la vitesse de déformation est importante plus la surpression interstitielle mesurée est importante. Pour les trois vitesses les

1.2. Les effets du temps sur le comportement des géomatériaux en condition oedométrique

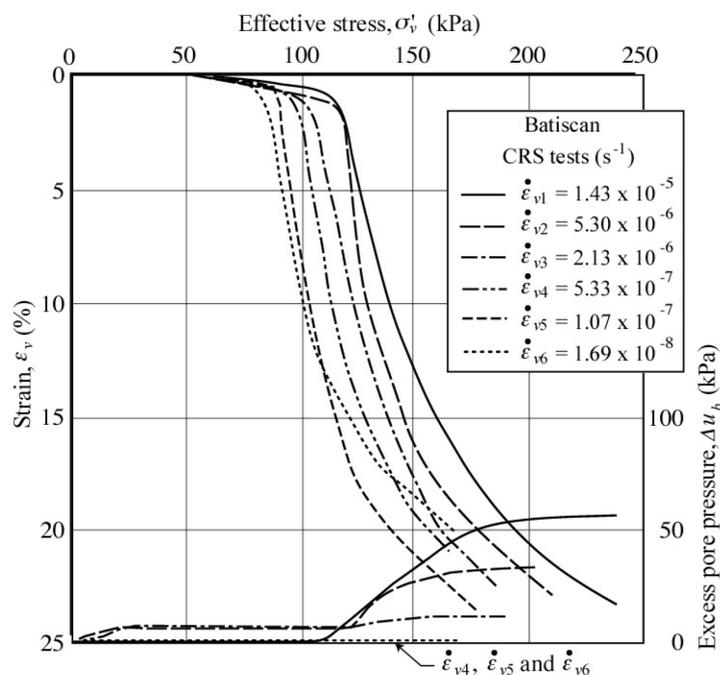


FIGURE 1.14 – Tests CRS en conditions oedométriques pour une argile de Batiscan (Leroueil *et al.*, 1985).

plus faibles, la surpression interstitielle est quasi-nulle. Pour la vitesse la plus importante ( $1.43 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ ), on peut noter que la surpression interstitielle est très importante, le rapport entre la surpression interstitielle et la contrainte effective étant de plus de 20% à la fin de l'essai. La contrainte de préconsolidation ou limite élastique apparente évolue avec la vitesse de déformation imposée : plus la vitesse de déformation imposée est grande, plus la limite élastique apparente l'est aussi. L'évolution de la limite élastique apparente est représentée en fonction de la vitesse de déformation pour des argiles de l'aéroport international de Kansai (Japon) (Imai *et al.*, 2005) (Figure 1.15). Ainsi, une augmentation de 3 ordres de grandeur de la vitesse induit une augmentation de la contrainte de préconsolidation de près de 20%. Il a été remarqué que la pente de la courbe de la contrainte de préconsolidation en fonction du logarithme de la contrainte effective est très proche de la valeur du rapport  $C_{\alpha\epsilon}/C_c$  introduit par Mesri et Godlewski (1977).

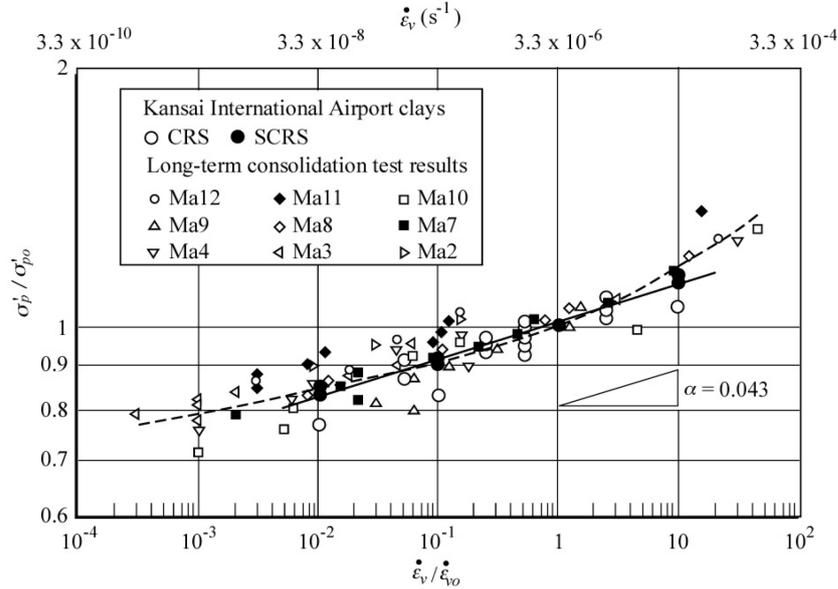


FIGURE 1.15 – Évolution de la limite élastique apparente en fonction de la vitesse de déformation verticale imposée pour des argiles de l'aéroport international de Kansai (Japon) (Imai *et al.*, 2005).

Yin et Wang (2012) définissent un paramètre  $\beta$  pour caractériser l'évolution de la contrainte de préconsolidation normalisée  $\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{p0}}\right)$  avec la vitesse de déformation normalisée  $\left(\frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_{v0}}\right)$  :

$$\frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_{v0}} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{p0}}\right)^\beta \quad (1.9)$$

avec  $\sigma'_p$  la contrainte de préconsolidation à la vitesse de déformation  $\dot{\epsilon}_v$  et  $\sigma'_{p0}$  la contrainte de préconsolidation à la vitesse de déformation  $\dot{\epsilon}_{v0}$  de référence. Des essais SRS montrent qu'à la faveur d'un changement de vitesse de déformation, il est possible de passer d'une courbe isotache à une autre (Figure 1.16).

Li et Baudet (2016) ont étudié l'influence de la vitesse sur la courbe d'état critique (CSL) en condition triaxiale. La courbe d'état critique est une droite dans le plan déviateur des contraintes ( $q$ ) - contrainte moyenne effective ( $p'$ ) passant par l'origine et par l'état critique. La courbe d'état

1.2. Les effets du temps sur le comportement des géomatériaux en condition oedométrique

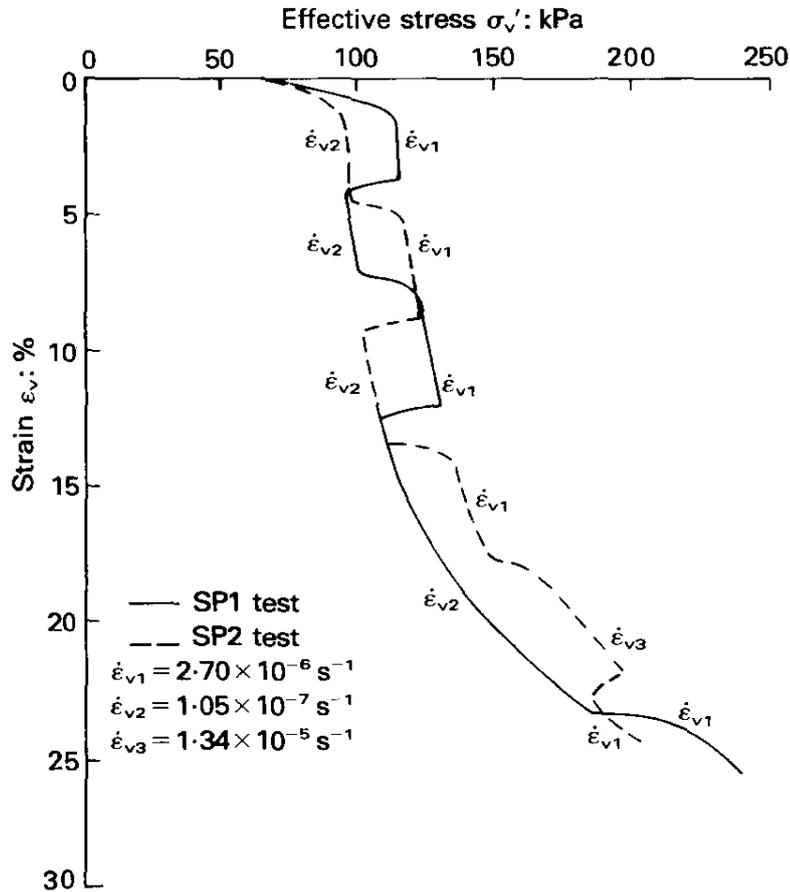


FIGURE 1.16 – Changement de vitesse au cours de deux essais SRS illustrant le passage d’une isotache à l’autre (Leroueil *et al.*, 1985).

critique est le lieu des points pour lesquels une augmentation de la distorsion ne provoque pas d’augmentation de contrainte à volume constant. La courbe d’état critique est caractérisée par sa pente  $M$ . Il apparaît, d’après les essais, que la courbe d’état critique ne dépend pas de la vitesse de cisaillement appliquée à l’éprouvette (Figure 1.17).

Sur les argiles, il apparaît donc que la contrainte de préconsolidation dépend fortement de la vitesse alors que la courbe d’état critique ne semble pas être affectée par les effets de vitesse.

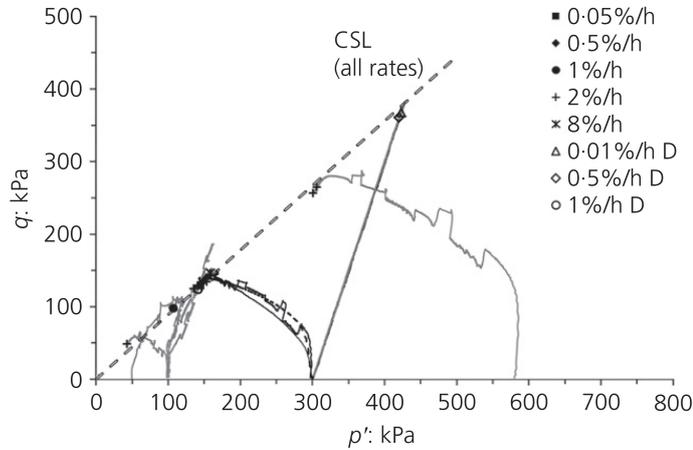


FIGURE 1.17 – Courbe d'état critique d'un kaolin pour différentes vitesses de cisaillement (Li et Baudet, 2016).

### Sur les sables

L'influence de la vitesse sur le comportement mécanique des sables n'a, à ce jour, pas fait l'objet d'étude en condition oedométrique. Cependant, l'influence du temps sur le comportement mécanique des sables a été largement étudiée en condition triaxiale. Di Benedetto *et al.* (2002) ont montré que la vitesse n'a pas d'influence sur la consolidation d'un sable de Hostun. Ainsi, toutes les courbes d'essais CRS sont confondues. Par contre, les changements de vitesse influencent le comportement mécanique du sable. Une augmentation de vitesse lors d'un essai SRS montre une augmentation de la contrainte par rapport à la courbe de référence. L'influence du temps sur le comportement mécanique des sables est schématisé sur la Figure 1.18.

Le sable et les autres matériaux granulaires sont sensibles aux effets transitoires liés à un changement de vitesse de sollicitation. Or, nous avons vu que lors d'un essai de fluage, la vitesse de déformation est continuellement décroissante ; ainsi, en accord avec la théorie Di Benedetto *et al.* (2002), il est possible d'observer du fluage sur les sables. Expérimentalement, le fluage des sables est surtout observé sur des sables lâches (Sanzeni *et al.*, 2012).

On peut donc conclure qu'il existe deux grands types de réponses pour un géomatériau à un essai CRS en condition oedométrique : le comportement

1.2. Les effets du temps sur le comportement des géomatériaux en condition oedométrique

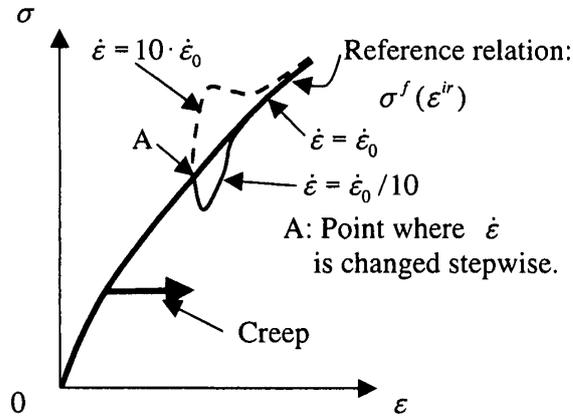


FIGURE 1.18 – Représentation schématique de l’influence du temps sur le comportement mécanique d’un sable (Di Benedetto *et al.*, 2002).

isotache tel que celui des matériaux argileux et le comportement non-isotache comme pour les sables et les matériaux granulaires. Ainsi, le comportement mécanique d’un géomatériau se trouve donc entre ces deux comportements extrêmes. Tatsuoka (2007) résume dans la Table 1.1 l’influence de la vitesse sur le comportement mécanique de géomatériaux en fonction de la nature du matériau considéré. Ainsi, d’après le tableau, la taille des particules et par

Viscosity type ( $\theta$ )	Isotach ( $\theta = 1$ )	Intermediate ( $0 < \theta < 1.0$ )	TESRA ( $\theta = 0$ )	P & N ( $\theta < 0$ : could be less than $-1.0$ )
Influencing factors				
Particle shape (in case of stiff particles)	More angular $\rightarrow$		More round	
Grading characteristics	Better graded $\rightarrow$		More poorly graded	
Particle size (if saturated)	Smaller (clay) $\rightarrow$		Larger (sand/gravel)	
Particle crushability	More crushable ?? $\rightarrow$		Less crushable ??	
Inter-particle bonding	Stronger $\rightarrow$ Weaker $\rightarrow$		Null (unbound granular materials / bituminous-mix)	
Strain level	Pre-peak $\rightarrow$ Post-peak (in particular, at residual state)			
Inter-particle contact point	More stable (better bound, better interlocking & larger co-ordination numbers) $\rightarrow$ Less stable (less bound, less interlocking & smaller co-ordination numbers)			
- Deformation by cyclic loading	Smaller $\rightarrow$ Larger			
- Creep deformation	Larger $\rightarrow$ Smaller			

TABLE 1.1 – Classement des différents comportements différés en fonction de la nature du géomatériau (Tatsuoka, 2007).

là même les forces d'attraction entre les particules (présentes surtout pour les matériaux fins comme les matériaux argileux) jouent un rôle déterminant sur le comportement différé d'un géomatériau.

#### 1.2.4 Lien entre les essais de fluage, de relaxation et de vitesse

Yin *et al.* (2014) et Zhu *et al.* (2015) ont étudié le lien entre les essais de fluage, de relaxation et les essais de vitesse. Basé sur un modèle élasto/viscoplastique, un lien direct entre l'indice de consolidation secondaire  $C_{\alpha e}$ , le coefficient caractérisant les effets de vitesse  $\beta$  et le coefficient de relaxation des contraintes  $R_\alpha$  a été établi, montrant par là même l'unicité du comportement dépendant du temps des argiles.

$$R_\alpha = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda\beta} = \frac{C_{\alpha e}}{\lambda} \quad (1.10)$$

avec  $\lambda$  le coefficient de compressibilité et  $\kappa$  le coefficient de gonflement.

Leroueil (2006) considère, lui, que les essais à vitesse de déformation contrôlée à travers la théorie isotache permettent de caractériser entièrement le comportement dépendant du temps des argiles. Ainsi, les essais de fluage sont vus comme une projection du point courant sur une courbe de vitesse décroissante à contrainte effective verticale constante (A-B) (Figure 1.19). Pour expliquer les essais de relaxation, il convient de considérer non plus simplement la vitesse de déformation ( $\dot{\epsilon}$ ) mais la vitesse de déformation irréversible ( $\dot{\epsilon}_{ir}$ ). Le concept d'isotache est donc défini comme une relation unique entre les contraintes effectives, les déformations totales et la vitesse de déformation irréversible. La Figure 1.20 schématise une étape de relaxation pendant la consolidation d'un matériau. La diminution de la contrainte verticale effective due à la relaxation engendre une décharge du matériau et donc une diminution de la déformation élastique. Or, la déformation totale étant fixée, la baisse de la déformation élastique ( $d\epsilon^e$ ) est entièrement compensée par une augmentation des déformations plastiques ( $d\epsilon^p$ ), c'est-à-dire  $d\epsilon^p = -d\epsilon^e$ .

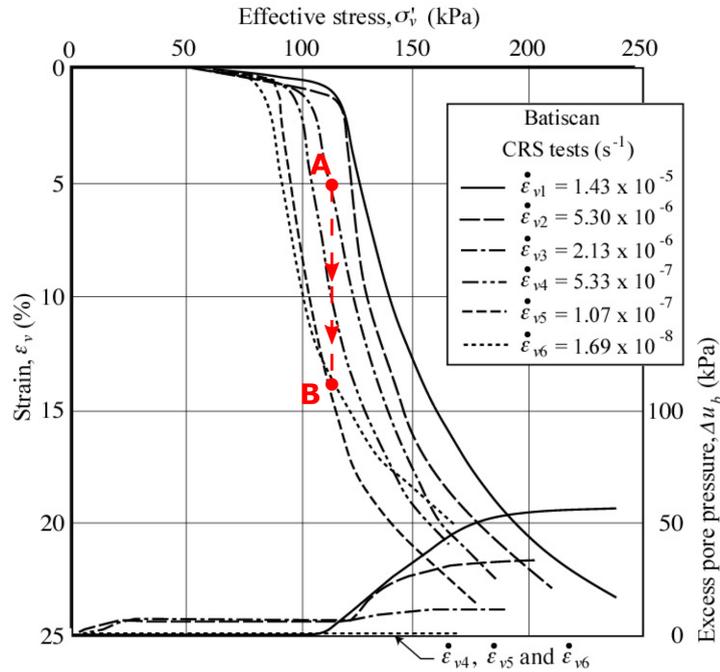


FIGURE 1.19 – Évolution des déformations pendant une phase de fluage (A-B) d’après (Leroueil, 2006).

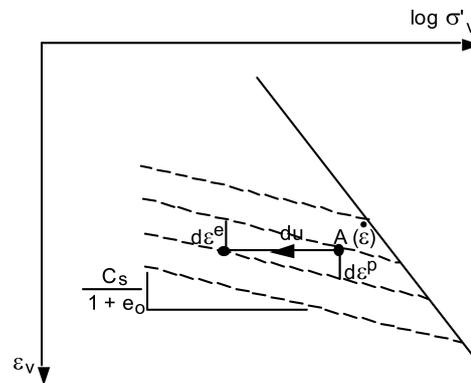


FIGURE 1.20 – Décomposition des déformations dans un essai de relaxation (Leroueil, 2006).

### 1.3 Conclusion

Le comportement mécanique des sols, et particulièrement des argiles, est sensible aux effets de vitesse. La contrainte de préconsolidation augmente

## Chapitre 1. État de l'art : Évidences expérimentales de l'influence du temps

fortement avec la vitesse. Les essais de vitesse permettent de faire le lien entre les essais de fluage et les essais de relaxation. Des études récentes ont montré que l'état critique d'un kaolin ne dépend pas de la vitesse. L'influence de la vitesse sur le comportement des sols est un sujet en plein essor, cependant, l'évolution de la pression latérale en condition oedométrique pendant un essai de vitesse ou un essai de relaxation n'est pas encore étudiée. Nous avons donc décidé de mener une étude expérimentale incluant la pression latérale des sols en condition oedométrique en fonction de la vitesse.

## Chapitre 2

# Influence du temps sur le comportement d'une argile saturée drainée en condition oedométrique

---

**T**HIS CHAPTER presents the device and the experimental program realized on a kaolin clay in oedometric condition with a measurement of the total radial pressure. CRS, SRS, MRT and oedometer tests are conducted. The mechanical behavior and notably the earth coefficient at rest of kaolin is characterized during secondary consolidation but also during the CRS tests. It appears that the horizontal behavior of the soil in oedometric condition is very close to the vertical behavior: affine relations between the voids ratio and the logarithm of the effective stresses were found but the slope for the effective horizontal stress is lower than the one for the effective vertical stress. The earth coefficient at rest increases during secondary compression. This increase can be decomposed into two parts. A part is related to the structuring of the material, which leads to an increase in the coefficient of earth at rest as a function of the mean effective stress, whatever the applied speed (for a wide range of tested rates) as long as it is constant over time. The earth

*coefficient at rest tends to a value close to the value given by the empirical relation enunciated by [Jaky \(1944\)](#). Another part is related to the acceleration (respectively deceleration) of the deformations which induces a decrease (respectively an increase) in the earth coefficient at rest with the mean effective stress.*

---

**C**E CHAPITRE présente le dispositif ainsi que le programme expérimental réalisé sur un kaolin en condition oedométrique avec une mesure de la pression totale radiale. Des essais CRS, SRS, MRT et oedométriques ont été réalisés. Le comportement mécanique et notamment le coefficient des terres au repos du kaolin est caractérisé pendant les phases de consolidation secondaire mais aussi pendant les essais CRS. Il apparaît que le comportement horizontal du sol en condition oedométrique est très proche du comportement vertical : on retrouve une relation affine entre l'indice des vides et le logarithme des contraintes, mais les pentes pour les contraintes effectives horizontales sont inférieures aux pentes pour les contraintes effectives verticales. Le coefficient des terres au repos augmente pendant les phases de compression secondaire. Son augmentation peut être reliée à deux facteurs. D'une part, un facteur est lié à la structuration du matériau, qui amène une augmentation du coefficient des terres aux repos en fonction de la contrainte moyenne effective, et cela quelle que soit la vitesse de déformation imposée (pour une large gamme de vitesses testées) dans la mesure où celle-ci est constante avec le temps. Le coefficient des terres aux repos tend alors vers une valeur proche de la valeur donnée par la relation empirique énoncée par [Jaky \(1944\)](#). D'autre part, un autre facteur a pu être identifié : il s'agit de l'accélération, respectivement de la décélération, des déformations qui induisent une diminution, respectivement une augmentation, du coefficient des terres aux repos avec la contrainte moyenne effective.

---

Dans ce chapitre nous allons présenter les résultats expérimentaux permettant de caractériser le comportement mécanique dépendant du temps d'un matériau argileux de référence : le kaolin. Dans un premier temps, nous allons présenter le matériel et les méthodes utilisés. Pour ce faire nous utilisons une cellule oedométrique équipée d'un capteur de pression latérale. Par la suite nous nous intéresserons aux résultats expérimentaux obtenus.

## 2.1 Matériels et méthodes

Une campagne expérimentale a été réalisée sur une kaolinite afin d'évaluer le comportement différé de cette argile en condition oedométrique avec une mesure de pression latérale. Quatre types d'essais ont été réalisés :

- des essais oedométriques à charge ( $\sigma$ ) constante,
- des essais MRT (Multistage oedometric Relaxation Test) à déformations ( $\epsilon$ ) fixées,
- des essais CRS (Constant Rate of Strain) à vitesse de déformation ( $\dot{\epsilon}$ ) fixée,
- des essais SRS (Stepwise changes in the Strain Rate) à vitesse de déformation ( $\dot{\epsilon}$ ) fixée par palier.

### 2.1.1 Kaolin

Le kaolin est une argile largement utilisée pour étudier les effets de vitesse (Yin *et al.*, 2002), (Sorensen *et al.*, 2010) ou encore (Li et Baudet, 2016). Le kaolin est composé majoritairement de kaolinite (silicate d'aluminium hydraté de formule  $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ ). Nous utiliserons pour notre étude une kaolinite speswhite originaire de Chine. Le Tableau 2.1 récapitule quelques caractéristiques géotechniques de la kaolinite.

Chapitre 2. Influence du temps sur le comportement d'une argile saturée drainée en condition oedométrique

---

Limite de plasticité $w_p$ [%]	Limite de liquidité $w_l$ [%]	Indice de plasticité $I_p$	Masse volumique des grains $\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Angle de frottement interne $\phi'$
28	58	30	2640	21°

TABLE 2.1 – Paramètres géotechniques de la kaolinite (Muhammed, 2015).

La kaolinite se présente sous la forme d'agrégats (Figure 2.1).

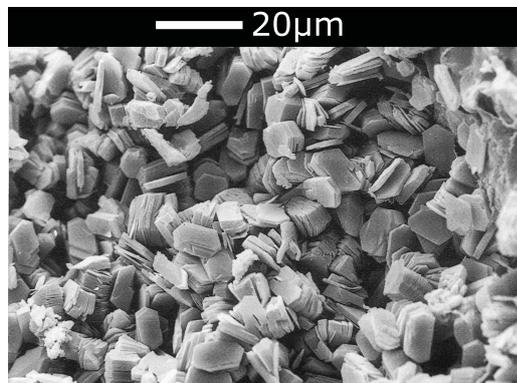


FIGURE 2.1 – Image MEB d'agrégats de kaolinite (Atkinson *et al.*, 1987).

La kaolinite speswhite est préparée sous la forme d'une boue à une teneur en eau égale à 1.3 fois la limite de liquidité du matériau. Cette boue est par la suite laissée au repos pendant une durée d'au moins 24 h pour permettre l'homogénéisation du matériau (Figure 2.2).



FIGURE 2.2 – Photographie du kaolin après préparation et homogénéisation.

Enfin, la mise en place du matériau dans la cellule oedométrique est faite en évitant la formation de bulles d'air occluses : le matériau est déposé au fond de la cellule, puis à l'aide d'une fine aiguille, nous piquons, une dizaine de fois le matériau pour éliminer les éventuelles bulles contenues dans la boue ainsi déposée. Une masse d'environ 40 g de boue est utilisée pour la réalisation d'une éprouvette. La base de la cellule, accueillant le capteur de pression d'eau, ainsi que les pierres poreuses sont préalablement saturées avec de l'eau déminéralisée.

La Figure 2.3 montre une photographie d'une section d'une éprouvette de kaolin après compaction et séchage à l'étuve. Une structuration en couche est bien visible.

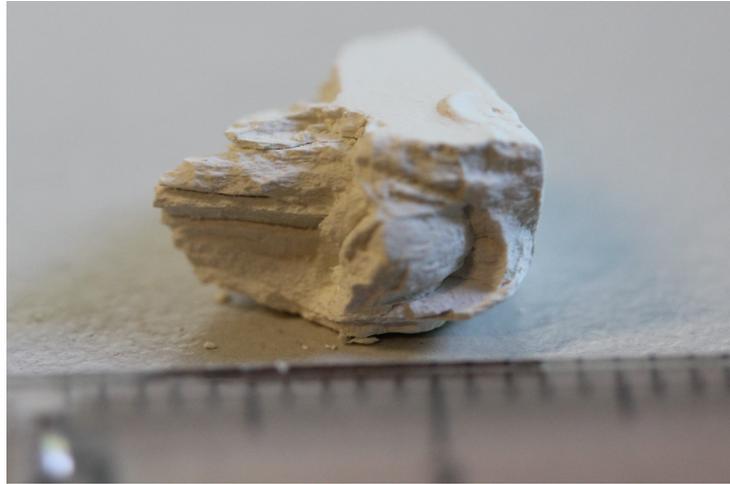


FIGURE 2.3 – Fragment d'une éprouvette de kaolin après un test et séchage à l'étuve.

On note la présence de plusieurs fissures subhorizontales dans la partie centrale de l'éprouvette traduisant une orientation préférentielle du matériau induite par le mode de sollicitation imposé. On peut remarquer qu'à l'approche des parois latérales, l'organisation du matériau est plus chaotique. On peut penser que cette zone illustre l'influence des parois latérales sur le matériau, pour une éprouvette de 38 mm de diamètre, son épaisseur est d'environ 5 mm.

### **2.1.2 Présentation de la cellule et du système d'acquisition des données**

#### **La cellule utilisée**

La cellule de diamètre 38 mm utilisée pour les différents essais est représentée sur la Figure [2.4](#).

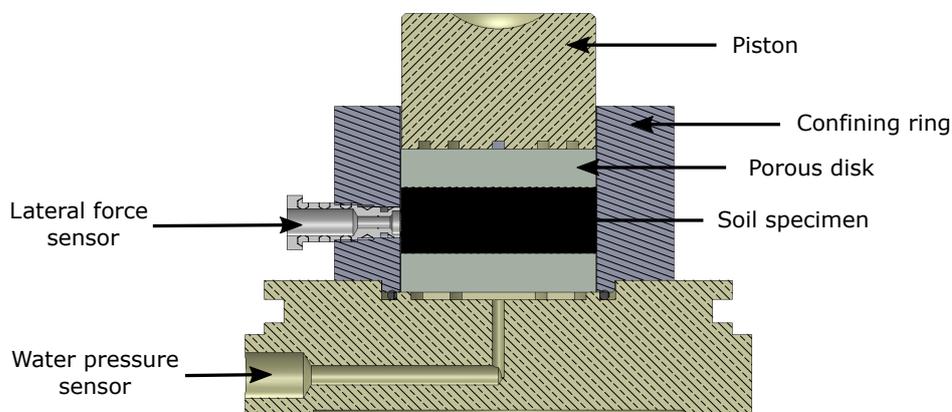


FIGURE 2.4 – Cellule utilisée pour les essais sur le kaolin.

L'anneau de confinement est composé d'acier inoxydable. Un espace de quelques dixièmes de millimètre est volontairement laissé entre le piston et l'anneau de confinement pour permettre le drainage par le haut de l'éprouvette. Un capteur de pression d'eau est installé à la base de la cellule permettant une mesure de la pression d'eau à la base de l'éprouvette. Afin d'éviter l'extrusion du matériau pendant la phase de compression, et pour préserver la perméabilité des pierres poreuses, des papiers filtres sont placés entre le matériau et chaque pierre poreuse. Les parois latérales sont graissées avant chaque essai. Enfin, l'effort axial est, en fonction des cas, soit mesuré par un capteur de capacité 10 kN pour les essais CRS ou les essais MRT, soit imposé par des charges et un bras de levier dans le cas des essais oedométriques par paliers de chargement. Ainsi, les mesures de contraintes verticales et horizontales ne sont pas effectuées exactement au même endroit : la contrainte verticale est mesurée ou appliquée sur le haut de l'éprouvette alors que la contrainte horizontale est mesurée sur la surface latérale, à la base de l'éprouvette.

### Capteur de pression latérale

La cellule est équipée d'un capteur de pression latérale miniature Kyowa PS-50KD M2 de capacité 5 MPa. Le diamètre du capteur est de 6 mm. Le capteur est inséré dans la partie latérale de l'anneau de confinement. Il permet une mesure de la pression totale radiale exercée par l'éprouvette. Le capteur est

calibré par un contrôleur pression-volume avec de l'eau sous pression. Des paliers de pression successifs sont appliqués et les résultats sont présentés sur la Figure 2.5.

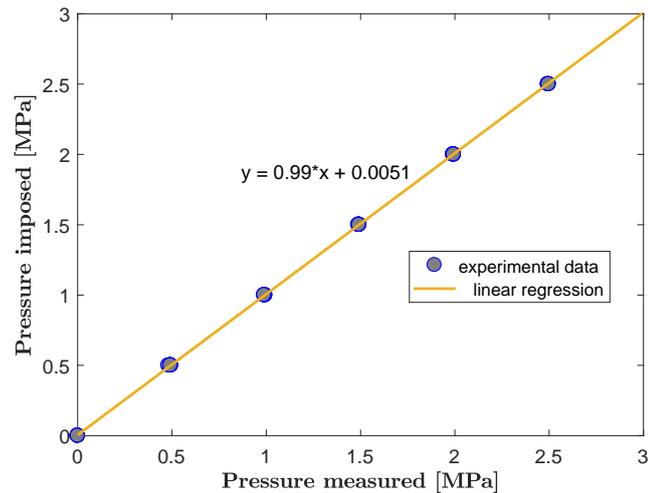


FIGURE 2.5 – Calibration d'un des capteurs de mesure de pression latérale.

D'après les mesures effectuées, l'incertitude absolue de mesure de la pression radiale est inférieure à 1%, ce qui est conforme aux données fournies par le constructeur. Dans la pratique, ne connaissant pas la pression radiale initiale, nous considérerons que la mise en place du matériau ne génère pas de pression latérale : nous considérerons donc que, en début d'essai, la pression latérale est nulle tout comme la pression axiale.

Une mesure du module élastique du capteur dans sa zone de linéarité est d'environ 2.5 GPa. Par comparaison, le module d'Young de l'acier pour l'anneau de confinement est d'environ 200 GPa ([Cambridge University Engineering Department, 2003](#)) et celui d'une argile molle est compris entre 5 et 25 MPa. La raideur du capteur étant beaucoup plus importante que la raideur de l'argile testée, on peut donc conclure que le capteur de pression latérale ne perturbe pas la condition oedométrique.

### Capteur de pression des pores

La mesure de la pression des pores à la base de l'éprouvette est assurée par un capteur de pression Gems de capacité 2.5 MPa et de précision  $\pm 0.25\%$ . La Figure 2.6 montre la courbe d'étalonnage du capteur de pression à l'aide d'un contrôleur pression-volume. La relation entre la tension et la pression est linéaire sur toute la gamme de pressions testées : de 0 à 2.5 MPa.

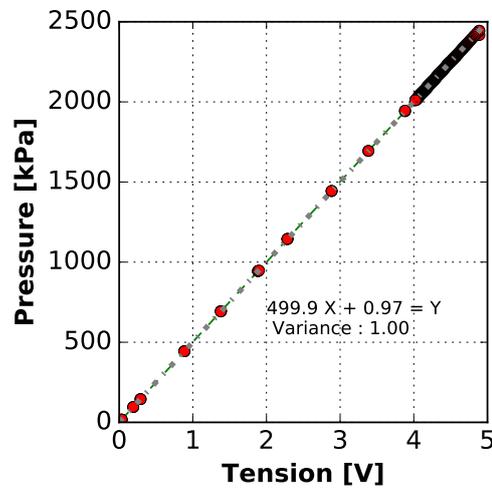


FIGURE 2.6 – Étalonnage d'un des capteurs Gems de mesure de pression interstitielle à la base de l'éprouvette.

Pour chaque essai, le drainage est permis par le haut de l'éprouvette (autour du piston). La pression des pores est donc maximum à la base de l'éprouvette où le capteur de pression est placé. Une attention toute particulière est portée à la bonne saturation du capteur lors de la préparation des différents essais.

### Système d'acquisition des données

Le système d'acquisition et de contrôle est constitué de :

- un LVDT pour les mesures de déplacement,
- une presse pour imposer une vitesse de déplacement fixée (pour les essais CRS et SRS),

- un capteur de force axiale de capacité 10 kN.

Les tensions d'alimentation des capteurs sont mesurées tout au long des essais et les mesures sont corrigées en fonction des variations de ces tensions.

La Figure 2.7 présente une photographie du dispositif expérimental de mesure lors d'un essai CRS.

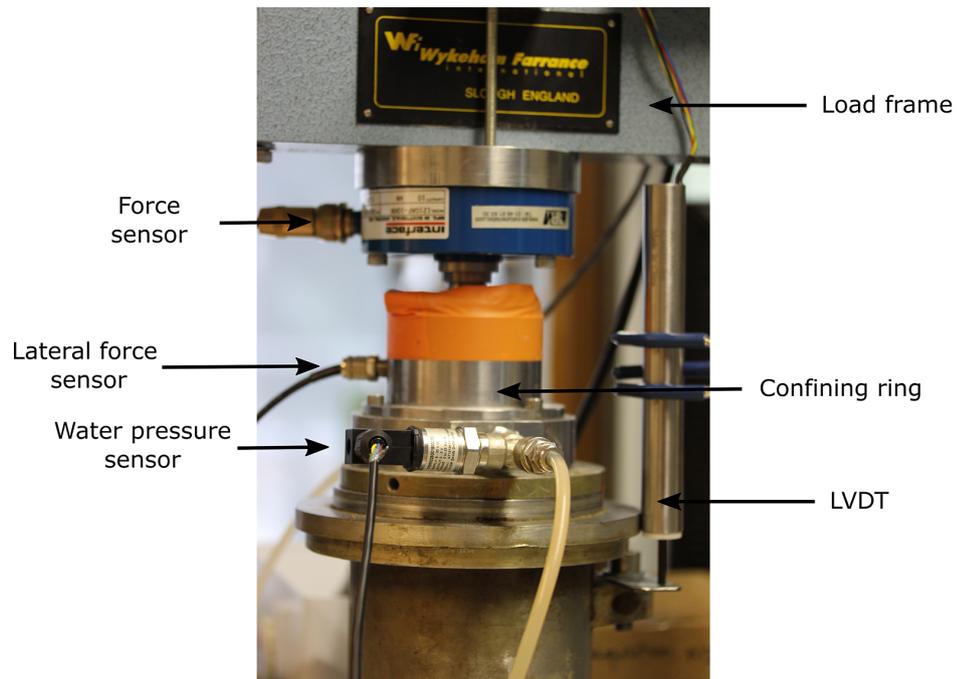


FIGURE 2.7 – Photographie du dispositif expérimental lors d'un essai CRS.

### 2.1.3 Programme expérimental

Le tableau 2.2 récapitule l'ensemble des tests réalisés ainsi que les conditions expérimentales. Le choix de la gamme de vitesses répond ici à deux critères : la surpression interstitielle générée ne doit pas être trop importante et la durée de l'essai ne doit pas excéder 2 semaines.

Test	Vitesse de déformation $\times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$	Drainage $\max \frac{u}{p'}$
CRS1	3000	22%
CRS2	300	7%
CRS3	3.7	5%
CRS4	0.5	7%
SRS	90 – 10 – 400 – 2 – 600	1.8%
MRT	–	2%
Oedo	De 1000 à 0.01	–

TABLE 2.2 – Conditions expérimentales des essais réalisés sur le kaolin.

Les essais à vitesse de déformation imposées CRS sont numérotés de 1 à 4, CRS1 correspond à l'essai avec la vitesse de déformation la plus importante et CRS4 correspond à l'essai à la vitesse de déformation la plus faible. La gamme de vitesses couverte est de 4 ordres de grandeur environ. La vitesse de déformation indiquée correspond à la vitesse de déformation mesurée par le LVDT et non à la vitesse de consigne indiquée à la presse. Pour l'essai nommé Oedo qui représente l'essai oedométrique par palier de chargement, les valeurs de vitesses indiquées correspondent à la vitesse maximale mesurée et à la vitesse minimale mesurée. Le critère de drainage indiqué en dernière colonne donne la valeur maximale mesurée de la surpression interstitielle rapportée à la contrainte moyenne effective dans l'éprouvette. La norme ASTM D4186 (ASTM International, 2006) donne une valeur maximale de 15% pour les essais CRS et SRS pour pouvoir considérer les essais comme drainés. Ceci montre que mis à part l'essai CRS1 qui est considéré comme un cas limite, le critère de drainage est bien respecté pour les essais CRS et l'essai SRS.

## 2.2 Résultats et analyse des essais

Nous allons présenter et analyser les résultats des différents tests réalisés : tout d'abord l'essai oedométrique, puis les essais à vitesse de déformation consolidée CRS, l'essai à vitesse de déformation contrôlée par palier SRS et enfin l'essai de relaxation MRT. Par la suite, nous avons fait le choix de travailler directement avec la pression d'eau mesurée en bas de l'éprouvette

et non avec une valeur moyennée au milieu de l'éprouvette. En effet, dans le cadre de cette étude, nous nous attachons à caractériser le comportement différé du matériau après la phase initiale de dissipation des surpressions interstitielles, ainsi, nous considérons la valeur la plus défavorable pour la pression interstitielle c'est-à-dire la valeur mesurée en bas de l'éprouvette pour nous assurer que la surpression d'eau au sein de l'éprouvette est négligeable.

### 2.2.1 Essai oedométrique par paliers de chargement

Un essai oedométrique a été réalisé avec mesure de pression latérale. La courbe de consolidation est exposée en Figure 2.8. L'indice des vides évolue

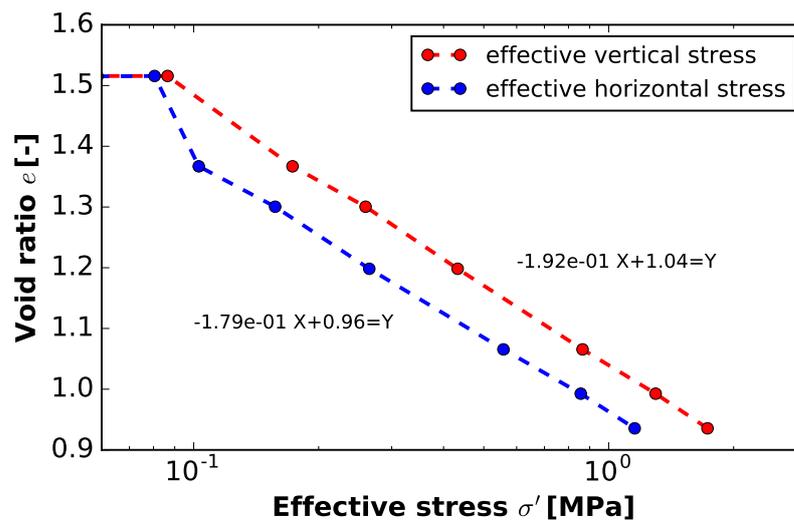


FIGURE 2.8 – Essai oedométrique avec mesure de pression latérale sur un kaolin.

linéairement en fonction du logarithme des contraintes effectives que ce soit pour les contraintes verticales ou les contraintes horizontales. Nous pouvons introduire les indices de compression horizontal et vertical pour caractériser la consolidation dans les deux directions.

$$C_{c,v} = - \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)} \quad (2.1)$$

$$C_{c,h} = - \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_h)} \quad (2.2)$$

Il apparaît que l'indice de compression horizontal ( $C_{c,h} = 0.179$ ) et l'indice de compression vertical ( $C_{c,v} = 0.192$ ) sont très proches.

Pour compléter notre analyse, le régime transitoire est présenté en Figure 2.9. Les différents paliers de chargement, correspondant à l'application d'une charge constante, sont nommés  $P1$  à  $P6$ . On peut remarquer que lors

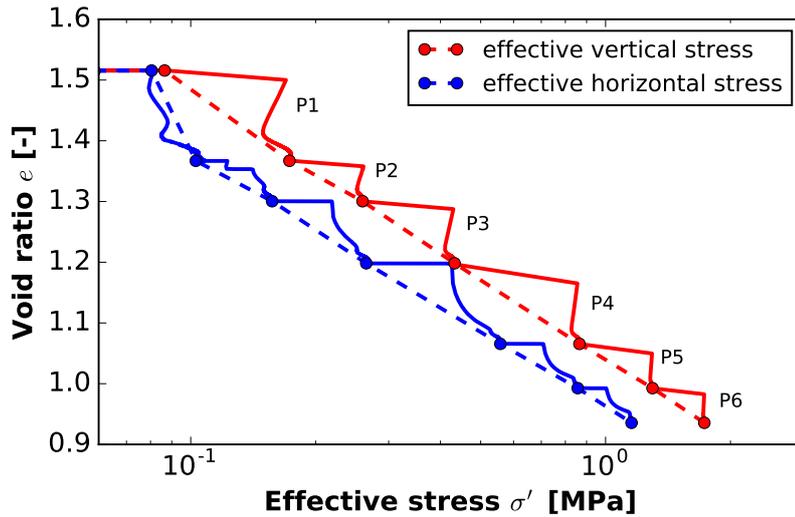


FIGURE 2.9 – Régime transitoire de l'essai oedométrique avec mesure de pression latérale sur un kaolin.

d'un palier de chargement, les contraintes effectives verticales et horizontales commencent par augmenter fortement. Puis la contrainte effective verticale diminue légèrement avec l'apparition de surpressions interstitielles et enfin augmente progressivement pour atteindre la valeur imposée avec la dissipation de la surpression interstitielle. Ceci est dû au fait que la pression interstitielle n'augmente pas de manière instantanée mais qu'y a un certain délai entre le moment d'application de la charge (et donc de la contrainte

verticale totale) et l'augmentation de la pression interstitielle. Le fait que le capteur de pression d'eau soit situé à la base de l'éprouvette entraîne la présence d'un volume mort entre le capteur, la pierre poreuse et l'éprouvette assez important pouvant être à l'origine du délai de mesure de la surpression interstitielle. La contrainte effective horizontale, quant-à-elle, augmente progressivement.

Pour différents paliers de chargement, l'évolution de la contrainte totale verticale, horizontale et de la pression interstitielle mesurée est représentée en fonction du temps sur la Figure 2.10.

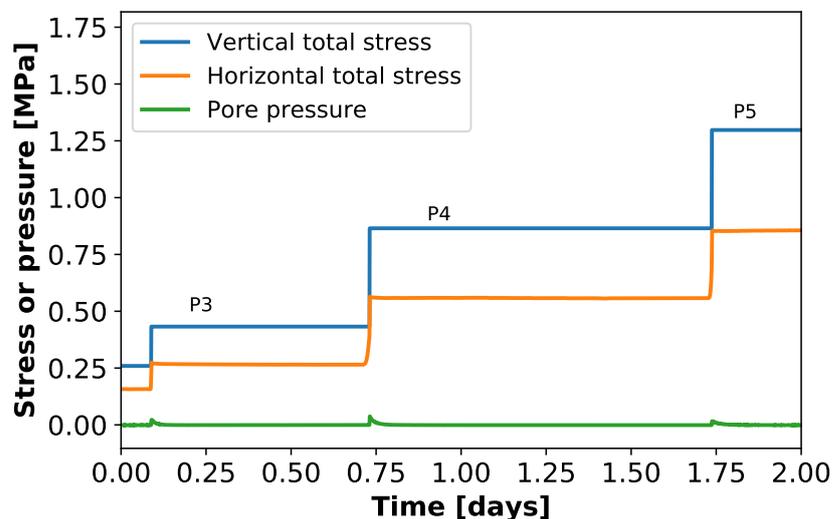


FIGURE 2.10 – Évolution de la contrainte verticale, horizontale et de la pression interstitielle pour les paliers de chargement P3, P4 et P5.

Les contraintes horizontale et verticale augmentent simultanément lors du chargement. Puis, la pression interstitielle augmente avec un léger décalage d'une minute environ. La contrainte verticale totale est constante tout au long du palier de chargement alors que la contrainte totale horizontale diminue après l'augmentation instantanée induite par l'application de la charge. On peut noter que la surpression interstitielle induite par l'application de la charge ne correspond pas à l'incrément de charge imposé contrairement à la théorie exposée à la Figure 1.4. Cela peut être dû au fait que le capteur de pression d'eau est placé à la base de l'éprouvette mais aussi aux frottements

latéraux entre l'éprouvette de sol et l'anneau de confinement.

### Influence sur le chemin de contrainte

Les différentes phases de compression secondaire sont représentées dans le plan du déviateur des contraintes et de la contrainte moyenne (Figure 2.11). Il apparaît que le chemin de contrainte formé par les points des différentes

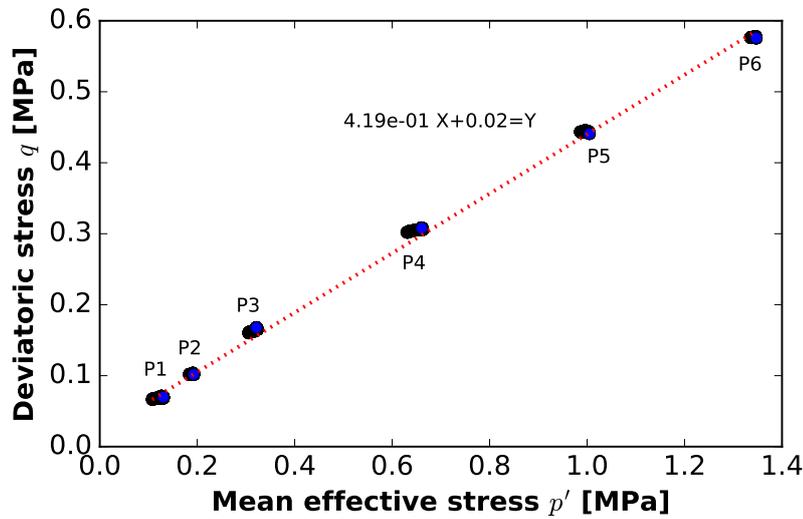


FIGURE 2.11 – Évolution du déviateur des contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective lors des phases de fluage pendant un essai oedométrique à palier de chargement.

phases de compression secondaire est linéaire dans le plan du déviateur des contraintes et de la contrainte moyenne effective ( $p' - q$ ) avec une ordonnée à l'origine relativement faible (20 kPa). La pente ( $A$ ) de cette droite permet d'estimer la valeur du coefficient des terres au repos ( $K_0$ ) si l'on considère l'ordonnée à l'origine nulle ( $q = Ap'$ ). Étant donné qu'en condition oedométrique, on a :

$$\begin{cases} p' &= \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \\ q &= \sigma'_v - \sigma'_h \end{cases}$$

on en déduit que :

$$K_0 = \frac{3 - A}{3 + 2A}. \quad (2.3)$$

Ce qui dans notre cas donne une valeur du coefficient des terres au repos de  $K_0 = 0.67$ . Cette valeur est très proche de la valeur donnée par la formule de [Jaky \(1944\)](#)  $K_0 = 0.64$  (Équation 1.7) avec  $\phi' = 21^\circ$ .

### Influence sur le coefficient des terres aux repos

La mesure de pression latérale permet de déterminer expérimentalement l'évolution du coefficient des terres au repos pendant une phase de compression du matériau (Figure 2.12). Le coefficient des terres au repos évolue

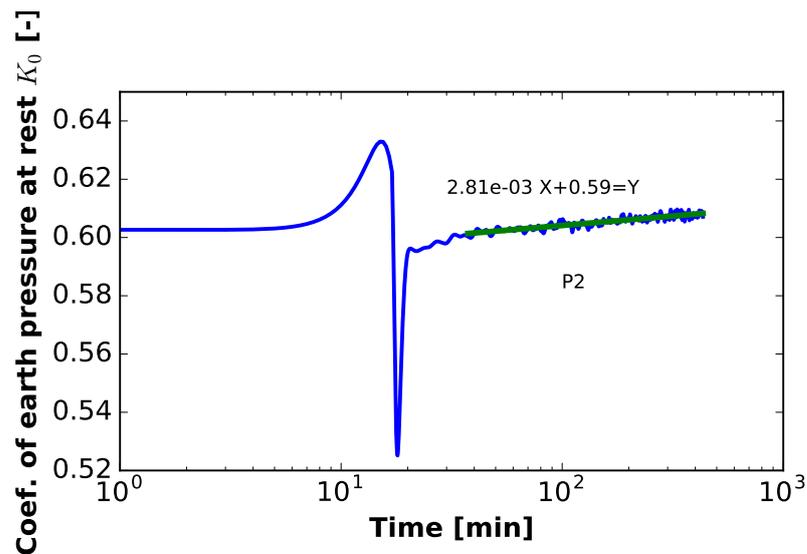


FIGURE 2.12 – Évolution du coefficient des terres au repos pendant une phase de compression oedométrique.

de façon non monotone. Ainsi, différentes phases sont identifiables :

- une phase très rapide (quelques minutes) de variation du coefficient des terres au repos ( $K_0$ ) au moment du chargement, pendant laquelle le coefficient des terres aux repos successivement augmente, diminue puis augmente à nouveau. Les amplitudes de variation durant cette

phase sont très importantes, mais à la fin de cette phase, le coefficient des terres au repos atteint une valeur proche de la valeur avant la phase de chargement.

- Puis une phase de lente augmentation du coefficient des terres au repos pendant la consolidation secondaire correspondant aux observations expérimentales de [Mesri et Castro \(1987\)](#).

Nous pensons que la première phase est provoquée par le fait que lors du chargement, la contrainte effective axiale augmente instantanément alors que la contrainte effective horizontale augmente de façon plus progressive. Cette phase coïncide avec la phase de consolidation primaire. C'est donc la différence de réponse entre les directions axiale et radiale pendant la consolidation primaire qui est à l'origine de cette phase de variation rapide du coefficient des terres au repos. Ceci est peut-être dû au fait que le capteur de pression latérale donne une mesure ponctuelle à la base de l'éprouvette de la contrainte horizontale alors que la contrainte verticale est appliquée à la surface supérieure de l'éprouvette. La pression interstitielle entre la base et le haut de l'éprouvette peut être, surtout dans les premiers instants suivant le chargement, très différente.

Si l'on s'intéresse à la phase correspondant à la phase de consolidation secondaire, la pente de la régression linéaire entre le coefficient des terres au repos et le logarithme du temps est de 0.00281. Par comparaison, la valeur trouvée est beaucoup plus faible que les valeurs mesurées par [Mesri et Castro \(1987\)](#) qui étaient comprises entre 0.02 et 0.07. Ceci peut venir du mode de mesure de la contrainte horizontale. Notre dispositif permet une mesure ponctuelle de la pression latérale en partie inférieure de l'éprouvette alors que [Mesri et Castro \(1987\)](#) utilisent un dispositif triaxial en condition pseudo-oedométrique qui permet une mesure de la contrainte radiale moyennée sur toute la surface latérale de l'éprouvette au détriment du respect strict de la condition oedométrique. La Figure 2.13 s'intéresse à l'évolution du coefficient des terres au repos pendant les différentes phases de compression secondaire d'un essai oedométrique par paliers de chargement.

On peut remarquer que pendant chaque phase de compression secondaire,

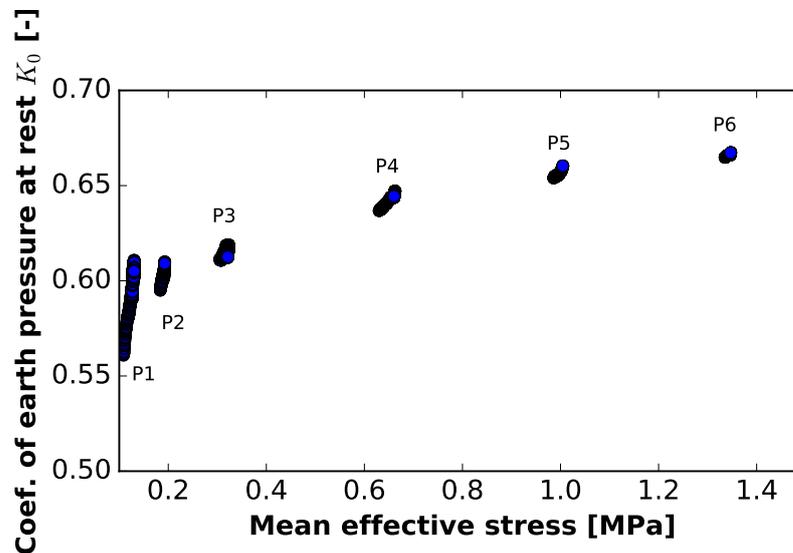


FIGURE 2.13 – Évolution du coefficient des terres au repos pendant les différentes phases de compression secondaire en fonction de la contrainte moyenne effective pour un essai oedométrique par palier de chargement.

le coefficient des terres au repos augmente en même temps que la contrainte moyenne effective. La valeur du coefficient des terres au repos donnée par la formule de [Jaky \(1944\)](#) (Équation 1.7) est de 0.64. Ainsi, il y a une bonne correspondance entre la valeur du coefficient des terres au repos à la fin de l'expérience (0.66) et la valeur donnée par la formule empirique de [Jaky \(1944\)](#) (0.64).

La Figure 2.14 évalue, pour chaque palier de chargement, le rapport  $\frac{\Delta K_0}{\Delta \log(t)}$  en fonction de la contrainte moyenne effective.

On peut noter que plus la phase de consolidation secondaire est réalisée à une contrainte moyenne effective importante, plus l'évolution du coefficient des terres au repos pendant cette phase est faible. Ainsi, les mesures de variation du coefficient des terres au repos pendant la consolidation secondaire réalisées par [Mesri et Castro \(1987\)](#) dépendent fortement du niveau de contrainte de l'éprouvette.

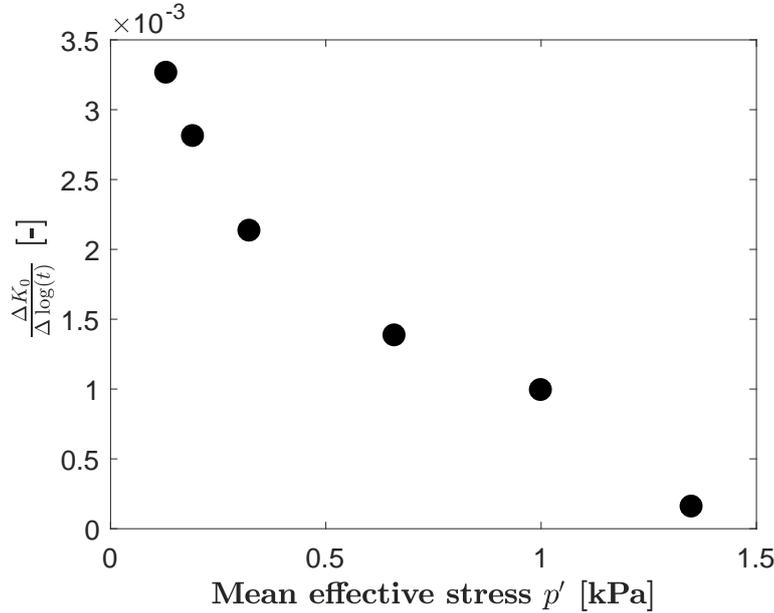


FIGURE 2.14 – Évolution du rapport  $\frac{\Delta K_0}{\Delta \log(t)}$  en fonction de la contrainte moyenne effective pour chaque palier de chargement pour un essai oedométrique par palier de chargement.

### 2.2.2 Essais CRS

Les résultats obtenus pour un essai CRS3 à vitesse de  $3.7 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  sont présentés et commentés dans différents plans. Si l'on s'intéresse à l'évolution de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte effective, on obtient la Figure 2.15. L'indice des vides évolue linéairement avec le logarithme des contraintes verticale et horizontale. Les pentes des régressions linéaires ( $C_c^{CRS}$ ) ne diffèrent que de 5% pour les contraintes effectives verticales ( $C_{c,v}^{CRS} = 0.198$ ) et les contraintes effectives horizontales ( $C_{c,h}^{CRS} = 0.189$ ). La Table 2.3 regroupe les valeurs des indices de compression verticaux mesurés pour les essais CRS ( $C_{c,v}^{CRS}$ ), des indices de compression horizontaux mesurés pour les essais CRS ( $C_{c,h}^{CRS}$ ) ainsi que les valeurs des indices de compression vertical et horizontal mesurés pour l'essai oedométrique par paliers de chargement. Les indices de compression verticaux et horizontaux pour les essais CRS ( $C_{CRS}^v$ ) et ( $C_{CRS}^h$ ) ne dépendent pas de la vitesse. Les valeurs moyennes obtenues  $C_{CRS}^v = 0.199 \pm 2.8 \times 10^{-3}$  et  $C_{CRS}^h = 0.187 \pm 2.2 \times 10^{-3}$  sont très

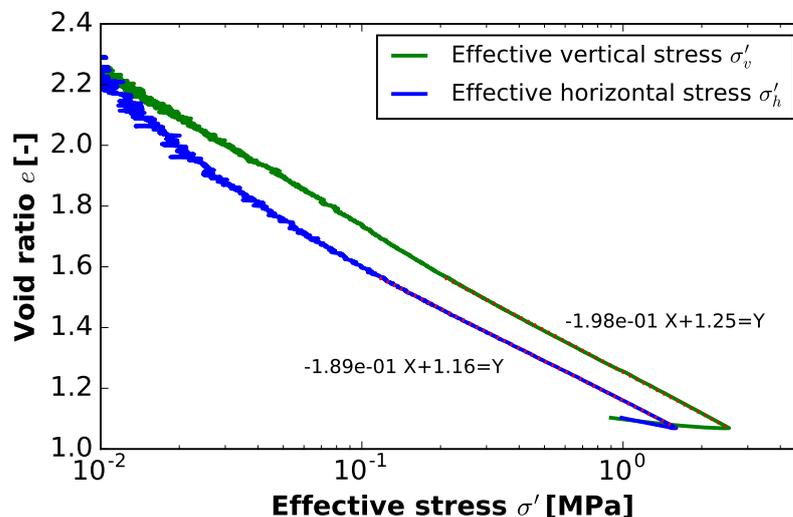


FIGURE 2.15 – Évolution de l'indice des vides en fonction des contraintes effectives horizontale et verticale pendant un essai CRS3 à  $3.7 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ .

Test	Vitesse de déformation ( $\dot{\epsilon}_v$ ) $\times 10^{-6} [\text{s}^{-1}]$	Indice de compression vertical ( $C_{c,v}$ ) [-]	Indice de compression horizontal ( $C_{c,h}$ ) [-]
CRS1	3000	0.197	0.188
CRS2	300	0.197	0.188
CRS3	3.7	0.199	0.189
CRS4	0.55	0.203	0.184
Oedo	De 1000 à 0.01	0.192	0.179

TABLE 2.3 – Indices de compression verticaux  $C_{c,v}$  et horizontaux  $C_{c,h}$  mesurés pour différents essais.

proches des valeurs des indices de compression horizontal et vertical de l'essai oedométrique par paliers de chargement.

L'évolution de la contrainte totale verticale, horizontale et de la pression interstitielle mesurée est représentée en fonction du temps sur la Figure 2.16.

Les contraintes horizontale et verticale augmentent simultanément lors du chargement. La pression interstitielle est quasi nulle tout au long du chargement. La durée totale du chargement est d'environ une demi journée.

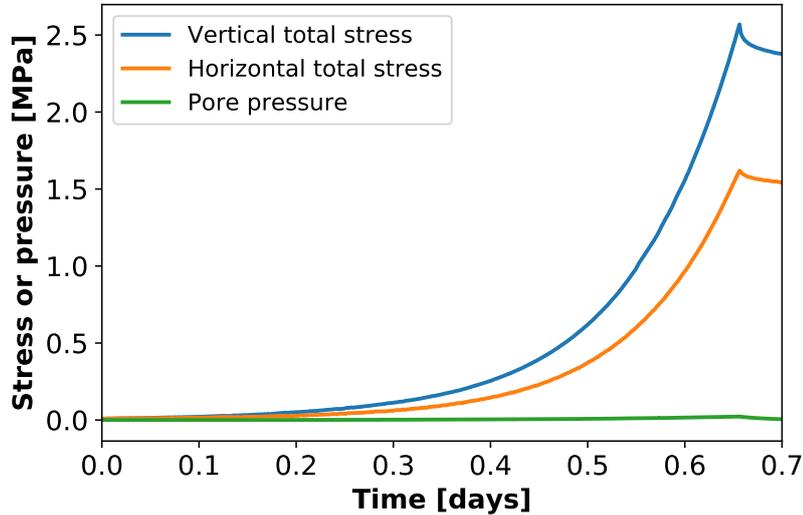


FIGURE 2.16 – Évolution de la contrainte verticale, horizontale et de la pression interstitielle pour l'essai CRS3.

### Influence sur le chemin de contrainte

Concernant le chemin de contrainte dans le plan de la contrainte moyenne effective ( $p'$ ) et du déviateur des contraintes ( $q$ ) (Figure 2.17), il apparaît que le chemin de contrainte est quasi-linéaire, que ce soit pour la contrainte moyenne totale ou pour la contrainte moyenne effective, et cela sur une très large gamme de contraintes (de 100 kPa à 1.8 MPa). Il est à noter que pour les très faibles contraintes (inférieures à 100 kPa), la relation entre le déviateur des contraintes et la contrainte moyenne semble être courbe. Cependant, les courbes représentant la contrainte moyenne effective et la contrainte moyenne totale ont des allures très similaires. L'effet de courbure n'est donc pas lié à une surpression interstitielle mais plutôt à la structuration du matériau.

### Influence sur le coefficient des terres aux repos

L'évolution du coefficient des terres aux repos est présentée par la Figure 2.18. La valeur initiale du coefficient des terres au repos, proche de 1, est probablement due à la préparation du matériau. En effet, le matériau est initialement préparé sous la forme d'une boue qui se comporte à bas niveau de contrainte

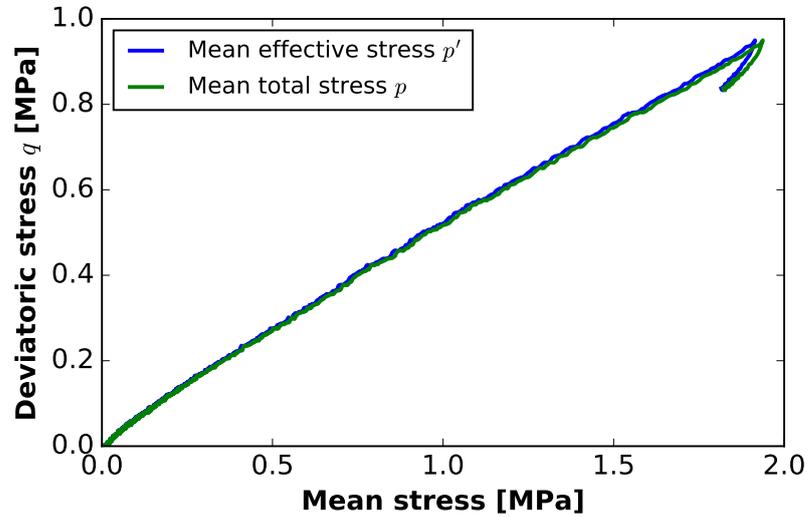


FIGURE 2.17 – Chemin de contrainte en condition oedométrique pour l'essai CRS3 à  $3.7 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ .

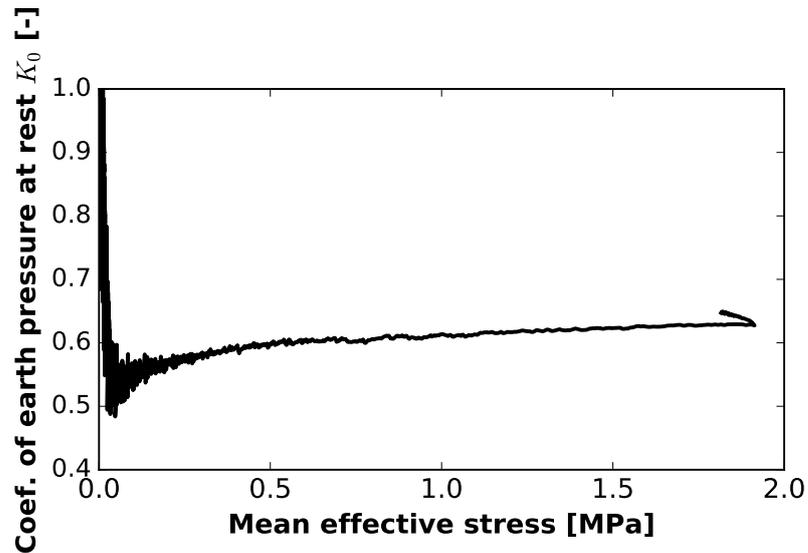


FIGURE 2.18 – Évolution du coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective pour l'essai CRS3.

comme un fluide, mais avec la consolidation, et donc l'évacuation d'eau, le matériau acquiert sa structure. L'imprécision de la valeur initiale du coefficient des terres au repos est due à la difficulté de la mesure de la pression

latérale à très faibles contraintes (jusqu'à 50 kPa). Pour des contraintes comprises entre 100 kPa et 2 MPa, le coefficient des terres aux repos augmente avec la contrainte moyenne effective et tend vers une limite proche de 0.62. On peut noter qu'entre 0.5 et 1.8 MPa, la valeur du coefficient des terres au repos passe de 0.60 à 0.63 : l'évolution du coefficient des terres aux repos est donc très faible sur ce domaine de contrainte moyenne. Les mêmes constats sont réalisés sur les autres essais CRS.

### 2.2.3 Essais SRS

Les essais SRS permettent d'appréhender les effets de changement de vitesse et donc les effets d'accélération et de décélération sur le comportement mécanique des sols. La Figure 2.19 présente l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de l'indice des vides pour un essai SRS à différentes vitesses sous presse. À chaque vitesse de déformation correspond une courbe

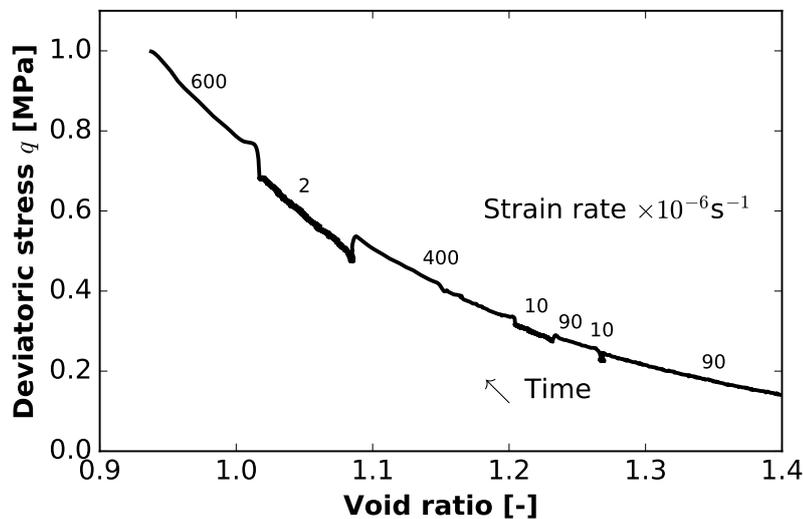


FIGURE 2.19 – Déviateur des contraintes en fonction de l'indice des vides lors l'essai SRS.

du déviateur des contraintes en fonction de l'indice des vides. A indice des vides fixé, plus la vitesse est importante, plus le déviateur des contraintes est important. Il est possible de passer d'une courbe de vitesse à une autre

en changeant la vitesse de déformation. De plus, pour chaque changement de vitesse, un effet transitoire de changement de vitesse peut être observé (Figure 2.20).

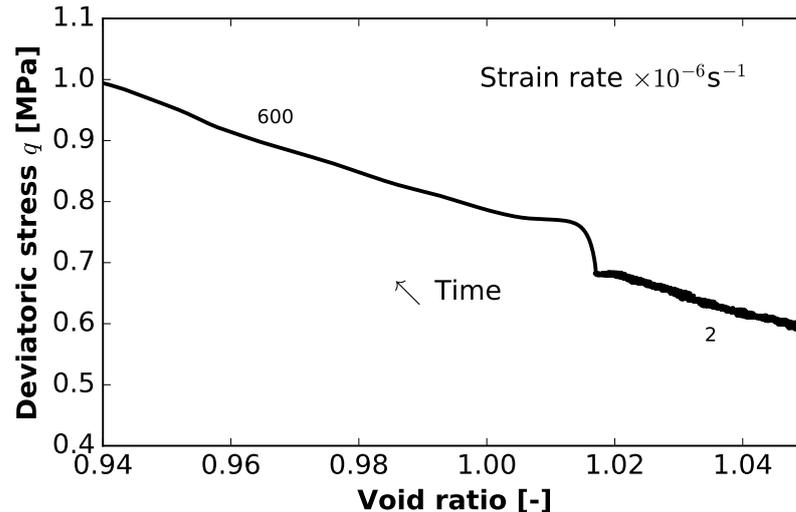


FIGURE 2.20 – Effet de l'accélération sur le déviateur des contraintes en fonction de l'indice des vides lors de l'essai SRS. Les courbes bleue et rouge servent de guide pour l'œil.

On observe qu'une augmentation de la vitesse de déformation induit une augmentation du déviateur de contrainte avec un pic du déviateur des contraintes : l'augmentation du déviateur des contraintes est temporairement supérieure à la simple augmentation du déviateur des contraintes que l'on peut observer entre la courbe à la vitesse de  $2 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  représentée en bleu et la courbe à la vitesse de  $600 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  représentée en rouge. Ce phénomène peut être mis en parallèle du comportement dit combiné ou intermédiaire décrit par [Kongkitkul \*et al.\* \(2008\)](#) : comportement intermédiaire situé entre le comportement purement isotache et le comportement TESRA (Table 1.1).

### Influence sur le chemin de contrainte

La Figure 2.21 présente l'influence de la vitesse sur le chemin de contrainte dans le plan du déviateur des contraintes et de la contrainte moyenne effec-

tive. Le chemin de contrainte est quasi-linéaire dans le plan du déviateur des

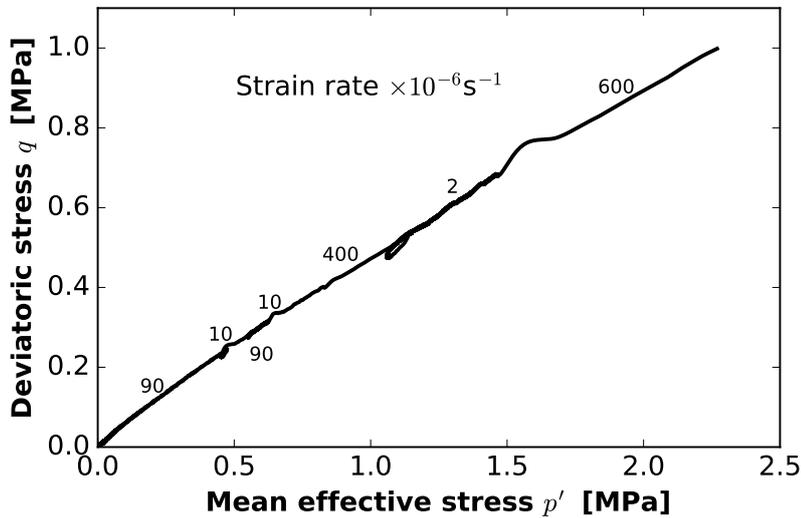


FIGURE 2.21 – Chemin de contrainte dans le plan déviateur des contraintes en fonction de la contrainte moyenne pour l’essai SRS.

contraintes et de la contrainte moyenne effective. De plus, la vitesse n’a pas d’influence significative sur le chemin de contrainte, seuls les changements de vitesse en ont une (Figure 2.22). Pour une augmentation de la vitesse de déformation, on observe que le chemin de contrainte est dévié vers un déviateur des contraintes plus important que le déviateur des contraintes de la courbe de référence. Inversement, une diminution de la vitesse de déformation induit une déviation du chemin de contrainte vers un déviateur des contraintes plus faible. Ainsi, il apparaît que la vitesse n’a pas d’influence sur le chemin de contrainte dès lors qu’elle est maintenue constante : le chemin de contrainte est une droite représentée en rouge. En revanche, les changements de vitesse de déformation modifient le chemin de contrainte.

### Influence sur le coefficient des terres aux repos

Concernant le coefficient des terres aux repos (Figure 2.23), l’allure de la courbe est similaire à celle observée lors d’un essai CRS (Figure 2.18).

Au delà de quelques kilopascals, le coefficient des terres aux repos augmente avec la contrainte moyenne effective. Cependant, on peut noter que

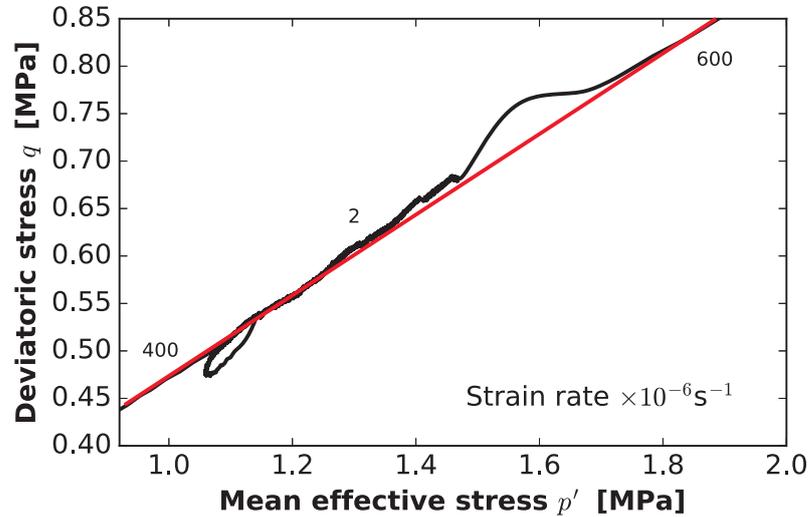


FIGURE 2.22 – Effet de l'accélération et de la décélération sur le chemin de contrainte dans le plan déviateur des contraintes en fonction de la contrainte moyenne pour l'essai SRS. La droite rouge sert de guide pour l'œil.

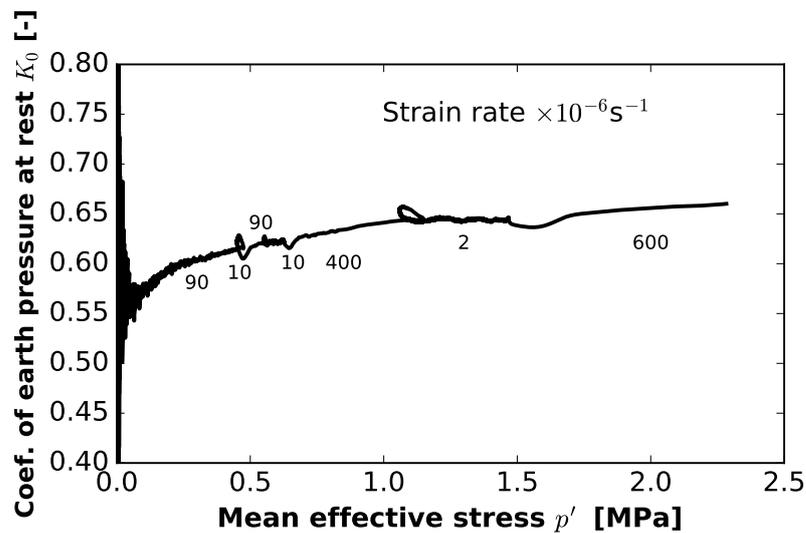


FIGURE 2.23 – Évolution du coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective pour l'essai SRS.

pour chaque changement de vitesse, des effets transitoires sont observables : pour une augmentation de la vitesse de déformation, une baisse temporaire du coefficient des terres aux repos est observée, alors qu'une diminution de la

vitesse de déformation induit une augmentation temporaire du coefficient des terres aux repos. Ces observations sont en accord avec l'essai oedométrique par paliers de chargement. En effet, pour un essai oedométrique par paliers de chargement, chaque phase de consolidation secondaire à charge constante est effectuée à vitesse de déformation décroissante, or, pour chacune des phases, on observe une augmentation légère du coefficient des terres aux repos.

#### 2.2.4 Essais MRT

Deux type d'essais MRT ont été effectués : des essais sans contrôle de la vitesse de déformation entre deux phases de relaxation (imposée manuellement par l'expérimentateur) ou des essais pendant lesquels la vitesse de déformation est constante entre deux phases de relaxation (contrôlée par une presse). Il s'avère que lorsque la vitesse de déformation n'est pas contrôlée, la consolidation du matériau est trop rapide. C'est pourquoi, par la suite, nous allons présenter seulement les essais de relaxation pour lesquels la vitesse de déformation est contrôlée entre deux phases de relaxation.

La Figure 2.24 montre la courbe de consolidation lors d'un essai MRT avec contrôle de la vitesse de déformation entre les phases de relaxation de  $R1$  à  $R5$ . La vitesse de déformation entre deux phases de relaxation est constante et fixée à  $7.8 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ . La durée de chaque phase de relaxation est au minimum de 3 jours.

Pour chaque étape de relaxation, l'indice des vides est constant et les contraintes effectives verticales et horizontales diminuent simultanément. Pendant toutes les étapes de relaxation, on peut remarquer que la diminution de la contrainte effective verticale est plus importante que la diminution de la contrainte effective horizontale. Pendant les phases de compression à vitesse de déformation constante, à l'image de ce qui a été constaté sur les essais CRS (Figure 2.15), l'indice des vides évolue de façon affine en fonction du logarithme de la contrainte effective verticale ou horizontale.

Pour différentes étapes de relaxation, l'évolution de la contrainte totale verticale, horizontale et de la pression interstitielle mesurée est représentée sur la Figure 2.25.

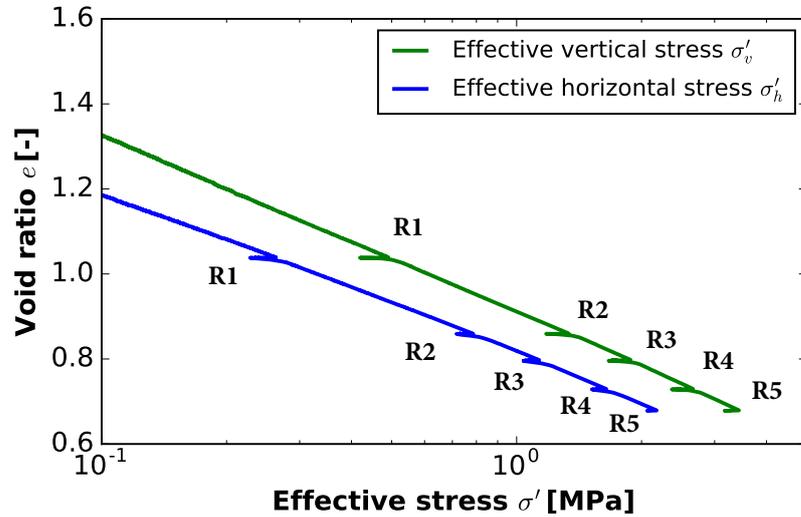


FIGURE 2.24 – Courbe de consolidation pour un essai MRT avec une vitesse de déformation imposée entre deux phases de relaxation de  $7.8 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ .

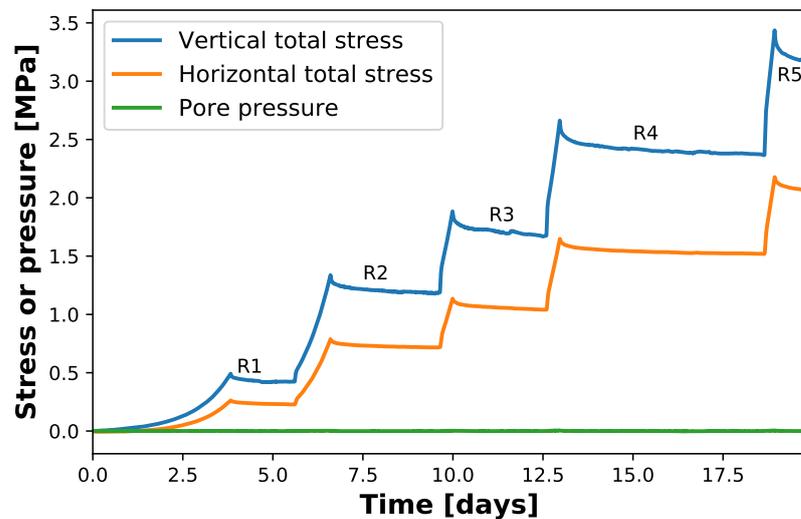


FIGURE 2.25 – Évolution de la contrainte verticale, horizontale et de la pression interstitielle pour les différentes étapes de relaxation.

Les contraintes horizontale et verticale augmentent simultanément lors des phases à vitesse de déformation contrôlée. La pression interstitielle est quasi nulle pendant toute la durée de l'essai. Cela est dû au fait que la vitesse

de déformation imposée entre deux phases de relaxation est faible (déterminée en fonction des essais CRS réalisés). On peut noter qu'au moment où la presse est arrêtée, ce qui marque le début de la phase de relaxation, les contraintes totales verticales et horizontales diminuent.

### Influence sur le chemin de contrainte

La Figure 2.26 présente le chemin de contrainte de l'essai MRT.

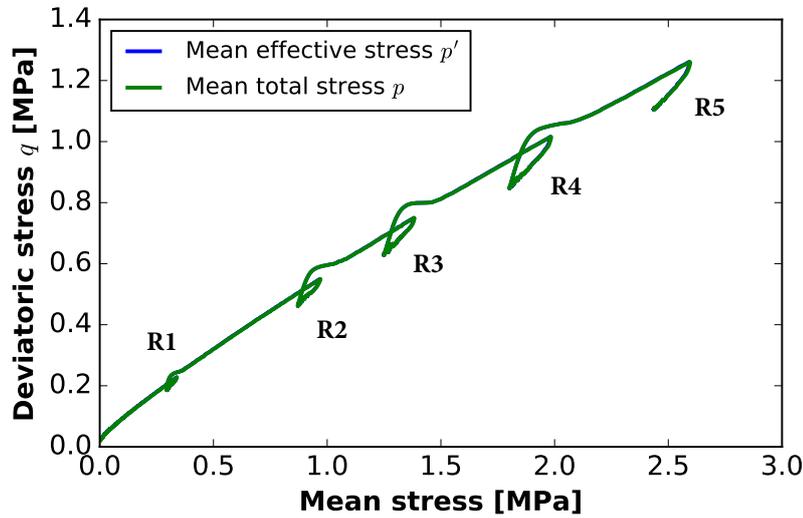


FIGURE 2.26 – Chemin de contrainte pour un essai MRT avec une vitesse de déformation imposée entre deux phases de relaxation de  $7.8 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ .

Le chemin de contrainte est quasi-linéaire pour les parties où la vitesse de déformation est constante, tel que nous l'avons noté pour la Figure 2.17. Pour chaque phase de relaxation, la contrainte moyenne et le déviateur des contraintes diminuent simultanément et de manière quasi affine. On peut noter que plus la consolidation du matériau est importante, plus l'amplitude de relaxation est importante : la diminution des contraintes effectives constatée lors de la première étape de relaxation ( $R1$ ) est plus faible que la diminution des contraintes effectives constatée lors de la deuxième étape de relaxation ( $R2$ ) et ainsi de suite jusqu'à la dernière étape de relaxation ( $R5$ ).

### Influence sur le coefficient des terres au repos

La Figure 2.27 présente l'évolution du coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective pour un essai MRT.

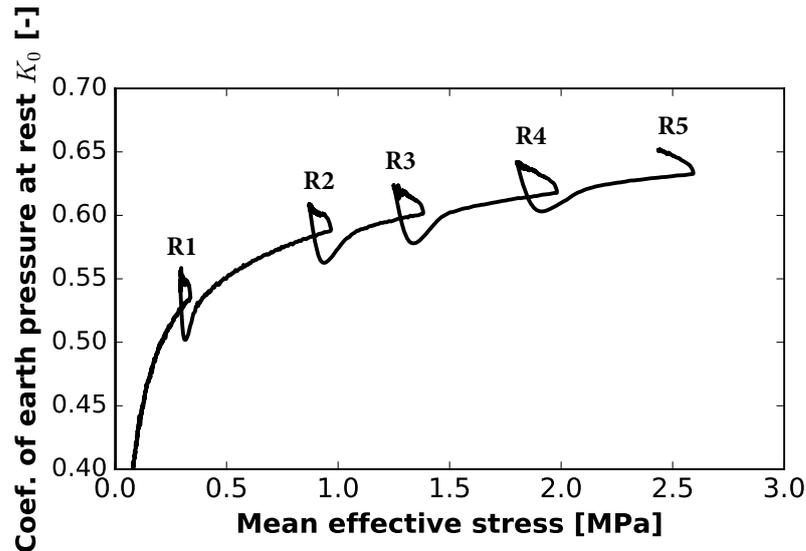


FIGURE 2.27 – Évolution du coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective pour un essai MRT avec une vitesse de déformation imposée entre deux phases de relation de  $7.8 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ .

Pendant chaque phase de compression à vitesse de déformation contrôlée, le coefficient des terres au repos augmente de manière similaire aux essais CRS (Figure 2.18). Si l'on s'intéresse plus particulièrement à l'étape de relaxation *R4*, on obtient la Figure 2.28.

On peut noter que, pendant la phase de relaxation *a – b*, la contrainte moyenne effective diminue et le coefficient des terres au repos augmente. À la reprise de la compression avant de rejoindre la courbe de référence de l'essai CRS, on peut remarquer des effets transitoires : dans un premier temps, de *b* à *c*, la contrainte moyenne augmente légèrement alors que le déviateur des contraintes diminue fortement pour atteindre un minimum local. De *c* à *d*, la contrainte moyenne et le déviateur des contraintes augmentent pour finir par rejoindre la courbe de référence au voisinage du point *d*.

Or, durant chaque phase de relaxation, on peut décomposer la déformation en deux contributions : la déformation élastique et la déformation visco-

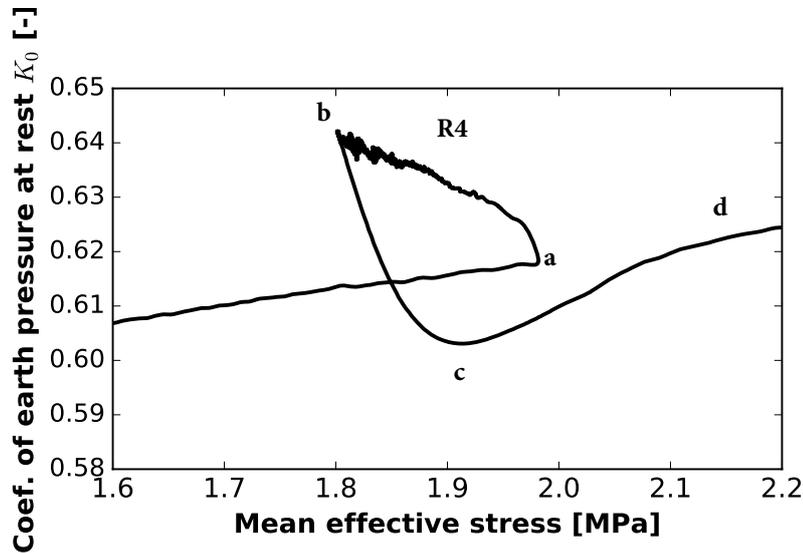


FIGURE 2.28 – Évolution du coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective pendant une étape de relaxation des contraintes.

plastique (Équation 1.1). Comme les contraintes effectives verticales et horizontales diminuent, les déformations élastiques diminuent aussi. Et comme la déformation totale est constante, la baisse de déformation élastique est entièrement compensée par une augmentation de la déformation visco-plastique. Les changements de la vitesse de déformation visco-plastique peuvent donc être à l'origine de la variation du coefficient des terres au repos durant les phases de relaxation.

### 2.2.5 Synthèse sur le coefficient des terres au repos

Si l'on regroupe l'ensemble des essais CRS réalisés, l'essai SRS, l'essai oedométrique et l'essai MRT, on obtient la Figure 2.29. On pense, aux imprécisions expérimentales près et en accord avec l'interprétation de l'essai SRS réalisé, que la courbe représentant l'évolution du coefficient des terres au repos semble être unique et donc indépendante de la vitesse et cela pour une large gamme de vitesses. Cependant, il est à noter que pour les vitesses de déformation les plus faibles (CRS4 et MRT), la valeur du coefficient des terres au repos semble plus faible et particulièrement pour les contraintes moyennes

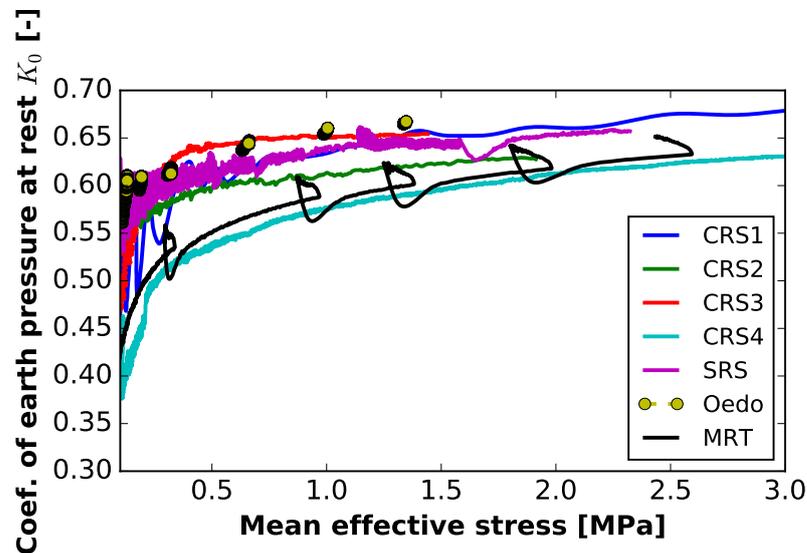


FIGURE 2.29 – Évolution du coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective pour les essais CRS, SRS, MRT et oedométrique par palier de chargement.

effectives les plus faibles. Ceci peut être attribué au fait que lors des essais très lents, le gradient de contrainte qui peut exister au sein de l'éprouvette dû à la présence de frottement latéral est plus important que lors des essais à vitesse de déformation plus importante. Or, le capteur de pression latérale étant placé proche de la base de l'éprouvette, nous pensons que le coefficient des terres au repos peut être sous évalué pour les vitesses les plus faibles et particulièrement à faible contrainte moyenne effective.

Ainsi, l'augmentation du coefficient des terres au repos observée par [Mesri et Castro \(1987\)](#) pendant la consolidation secondaire est induite par le fait que, lors d'un essai oedométrique par paliers de chargement, la consolidation secondaire se produit à vitesse de déformation visco-plastique décroissante pour tendre au final vers une vitesse de déformation visco-plastique quasi-nulle : c'est cette diminution continue de la vitesse de déformation qui est à l'origine de l'augmentation du coefficient des terres au repos.

### 2.2.6 Conclusion

Pour un essai oedométrique par paliers de chargement, il s'avère que les coefficients de compression vertical et horizontal ne diffèrent que de 5%. Concernant les essais CRS, le coefficient directeur des régressions linéaires verticales ( $C_{c,v}^{CRS}$ ) ou horizontales ( $C_{c,h}^{CRS}$ ) ne dépend pas de la vitesse de déformation imposée. Les valeurs obtenues sont très proches des coefficients de compression horizontal et vertical obtenus avec l'essai oedométrique par paliers de chargement. Les essais CRS peuvent donc être utilisés pour estimer de manière rapide les coefficients de compression vertical et horizontal d'un matériau.

L'évolution du coefficient des terres aux repos est gouvernée par deux phénomènes :

- la structuration du matériau qui amène une augmentation du coefficient des terres aux repos en fonction de la contrainte moyenne effective et cela quelle que soit la vitesse choisie (pour une large gamme de vitesses testées), du moment que celle-ci est constante. Le coefficient des terres aux repos tend alors, pour des contraintes moyennes effectives grandes devant la contrainte de préconsolidation du matériau, vers une valeur proche de la valeur donnée par la relation empirique énoncée par [Jaky \(1944\)](#).
- les augmentations ou les diminutions de la vitesse de déformation viscoplastique qui induisent une diminution, respectivement une augmentation du coefficient des terres aux repos avec la contrainte moyenne effective.

L'augmentation du coefficient des terres au repos observée par [Mesri et Castro \(1987\)](#) pendant la consolidation secondaire est induite par la diminution continue de la vitesse de déformation lors de la consolidation secondaire.

Chapitre 2. Influence du temps sur le comportement d'une argile saturée drainée en condition oedométrique

---

## Chapitre 3

# État de l'art : modélisation des effets du temps

---

**T**HIS CHAPTER *presents the theories behind the various models used to account for time-dependent effects on the mechanical behavior of geomaterials. We are interested in theories in one-dimensional condition: 5 theories are identified and described. Among these theories, only the microstructural model proposes a physical origin to the time-dependent behavior observed. In general, triaxial models are extensions of one-dimensional theories.*

---

**C**E CHAPITRE *présente les différentes théories à l'origine des différents modèles utilisés pour la prise en compte des effets différés sur le comportement mécanique de géomatériaux. Nous nous intéressons aux théories en condition unidimensionnelle : 5 théories sont identifiées et décrites. Parmi ces théories, seul le modèle microstructural propose une origine physique au comportement différé observé. En général, les modèles triaxiaux sont des extensions des théories unidimensionnelles.*

---

Dans ce chapitre, nous nous intéressons aux modèles permettant de prendre en compte les effets du temps sur le comportement mécanique des géomatériaux. Nous nous concentrons sur les modèles en condition isotherme et saturée, tout d'abord en condition unidimensionnelle, puis en condition triaxiale.

Différents modèles ont été développés pour prendre en compte les effets du temps sur le comportement mécanique des géomatériaux en condition oedométrique saturée. Nous décrirons les grandes théories à la base des modèles les plus couramment utilisés.

## 3.1 Modèles unidimensionnels

Tout d'abord, différentes théories permettant la prise en compte des effets du temps sur le comportement mécanique des sols sont présentées. Par la suite, nous comparerons les différents modèles issus de ces grandes théories.

### 3.1.1 Modèle isotache

[Suklje \(1957\)](#) propose un modèle qui se base sur des courbes de compression à vitesse constante issues d'essais CRS. Ces courbes sont appelées isotaches et permettent de décrire le comportement mécanique d'un sol. Ainsi, la relation entre la contrainte effective, la vitesse de déformation et la déformation est supposée unique comme l'illustre la Figure [3.1](#).

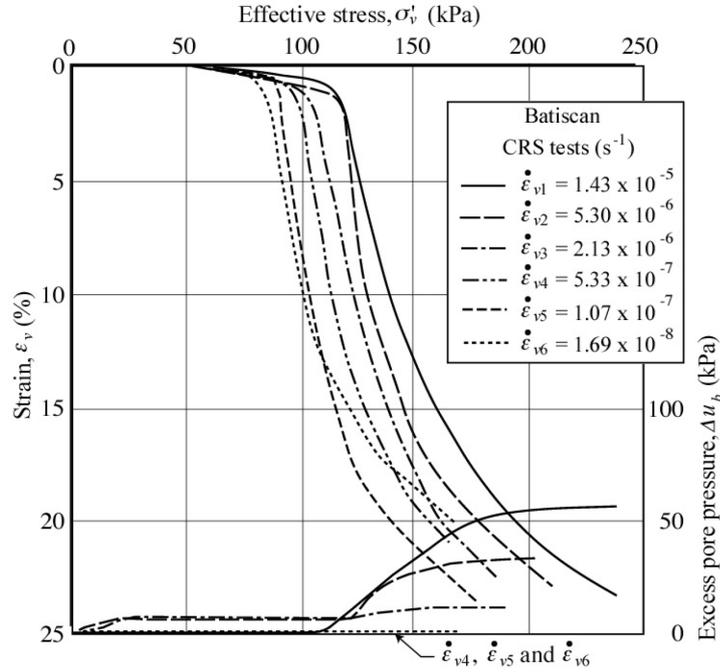


FIGURE 3.1 – Représentation d’une famille d’isotaches obtenues par différents essais CRS (Leroueil, 2006).

Kim et Leroueil (2001) et Imai *et al.* (2003) ont développé un modèle se basant sur la théorie isotache. Nous allons nous intéresser plus précisément au modèle proposé par Imai *et al.* (2003). Dans ce modèle, un paramètre d’état  $\Gamma$  est introduit représentant la position de chaque courbe de consolidation :

$$\Gamma = e + C_c \log \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{ref}} \right) \quad (3.1)$$

avec  $\sigma'$  la contrainte effective verticale,  $\sigma'_{ref}$  la contrainte verticale de référence. Or, les auteurs ont montré que la vitesse de déformation irréversible ( $\dot{\epsilon}_{ir}$ ) s’écrit :

$$\dot{\epsilon}_{ir} = -10^{\frac{e + C_c \log \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_{ref}} \right) - b}{C_\alpha}} \quad (3.2)$$

avec  $b$  une constante dépendant du matériau, définie comme l’ordonnée à l’origine de la relation  $\Gamma = C_\alpha \log(-\dot{\epsilon}_{ir})$  (Figure 3.2).

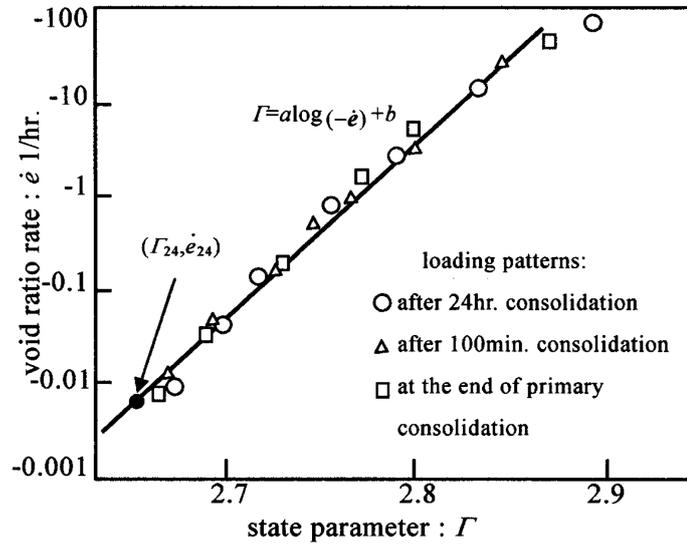


FIGURE 3.2 – Relation entre le paramètre d'état  $\Gamma$  et la variation d'indice des vides irréversible (Imai *et al.*, 2003).

Le modèle de Imai *et al.* (2003) possède donc 4 paramètres : les indices compression et de compression secondaire, ainsi que la constante  $b$  pour le calcul des déformations irréversibles et l'indice de gonflement pour la partie élastique.

### 3.1.2 Modèles rhéologiques : de Bingham à Perzyna

Les modèles rhéologiques utilisent des combinaisons entre des éléments rhéologiques élémentaires : le ressort, l'amortisseur et le patin. Pour prendre en compte des effets différés, l'un des modèles rhéologiques les plus simples est le modèle de Maxwell représentant un corps visco-élastique (Figure 3.3). La viscosité est introduite à travers l'amortisseur.

La loi de comportement pour ce modèle est déduite de l'association en série du ressort et de l'amortisseur :

$$\dot{\epsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\mu} \quad (3.3)$$

avec  $E$  le module d'Young et  $\mu$  le coefficient de viscosité. Ce modèle permet

de rendre compte des effets de fluage, de relaxation et des effets de vitesse mais ne prend pas en compte la plasticité des sols.

Le modèle de Bingham représente un corps élasto/visco-plastique, c'est-à-dire, un corps ayant un domaine élastique puis un domaine où la viscosité et la plasticité coexistent (Figure 3.3). Ce modèle a été introduit pour caractériser les fluides à seuil. La loi de comportement pour ce modèle est déduite de l'association en série du ressort et du couple en parallèle amortisseur et patin en série :

$$\dot{\epsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\langle \sigma - \sigma_f \rangle}{\mu} \quad (3.4)$$

avec  $\sigma_f$  la limite élastique et la fonction  $\langle \rangle$  qui au nombre réel  $x$  associe le nombre  $x$  si  $x$  est positif ou nul et 0 sinon. Ce modèle permet de rendre compte des effets de fluage, de relaxation et des effets de vitesse si le niveau de contrainte est supérieur à la limite élastique. Cependant, comme la limite élastique est fixe (il n'y a pas d'écroissage), pour un essai de fluage à charge fixe ( $\sigma_0$ ), les déformations sont linéaires en fonction du temps avec une pente vaut  $\frac{\sigma_0 - \sigma_f}{\mu}$ .

Enfin, une approche plus réaliste du comportement mécanique différé des sols consiste à introduire un écroissage. Ce modèle à été développé par Perzyna (1966) et Olszak et Perzyna (1966) pour les métaux et les sols (Figure 3.3). La loi de comportement pour ce modèle est déduite de l'association en série du ressort et du couple en parallèle amortisseur et patin :

$$\dot{\epsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\langle \Phi(\sigma - \sigma_y(H)) \rangle}{\mu} \quad (3.5)$$

avec  $\sigma_y$  la limite élastique,  $H$  le paramètre d'écroissage et  $\Phi(\sigma - \sigma_y)$  la fonction de surcontrainte ("Overstress").

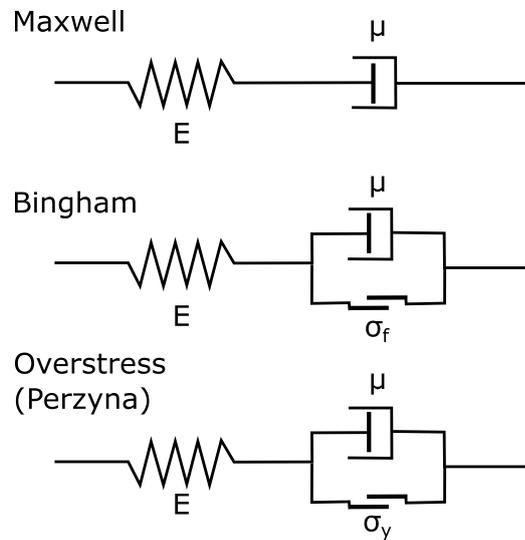


FIGURE 3.3 – Représentation schématique de la composition des modèles de Maxwell, de Bingham et de Perzyna.

De la théorie de plasticité à surcontrainte ("Overstress plasticity") est née une famille de modèles Élasto/Visco-Plastiques (EVP) prenant en compte les effets de vitesse sur le comportement mécanique de géomatériaux.

### 3.1.3 Isochrones

Bjerrum (1967) a introduit le concept de time-line pour décrire le comportement des sols. Le modèle est basé sur des isochrones dans le plan de la contrainte verticale et de l'indice des vides. Les isochrones décrivent l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale pour un temps après sédimentation donné. On peut remarquer sur la Figure 3.4 qu'à contrainte verticale fixée, les isochrones décrivant des sols récemment déposés ont un indice des vides plus important que les isochrones décrivant des sols plus anciens.

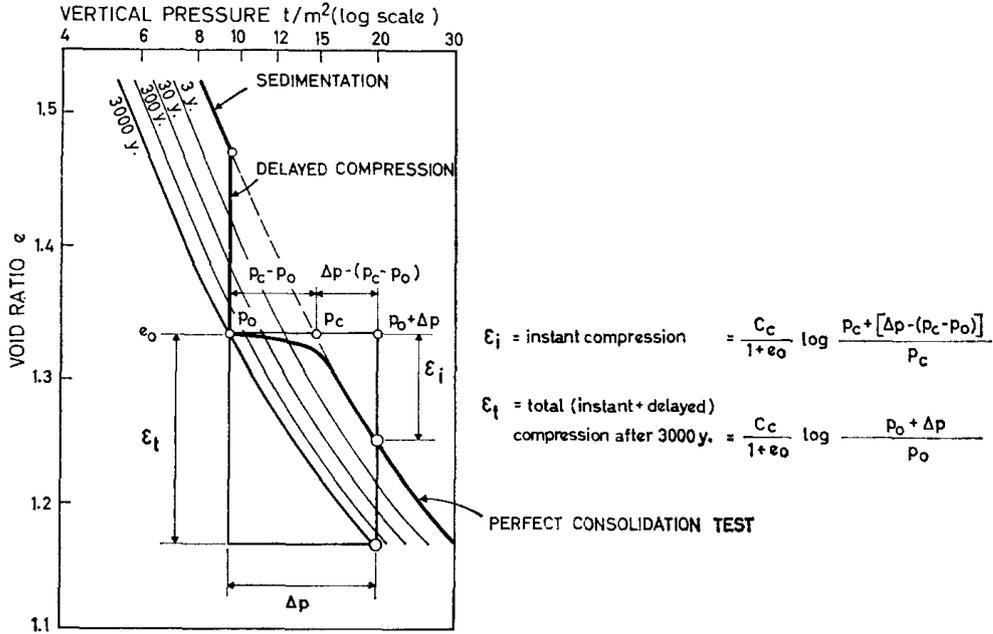


FIGURE 3.4 – Représentation des isochrones ("time-line") lors de l'application d'une surcharge à un sol (Bjerrum, 1967).

Après un incrément de contrainte, le sol se déforme suivant deux contributions : une déformation instantanée et une déformation différée qui dépend seulement du temps écoulé depuis l'application de la surcharge. Ce modèle permet de prendre en compte la surconsolidation apparente du sol lors de l'application de la surcharge.

La théorie des isochrones est à la base de nombreux modèles, notamment le modèle SSC (pour Soft Soil Creep) utilisé dans le logiciel Plaxis.

Cette théorie est très proche de la théorie des isotaches proposée par Suklje (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.

### 3.1.4 Unicité de la fin de la consolidation primaire (EOP)

Mesri et Choi (1985b) ont proposé un modèle permettant de décrire le comportement différé d'un sol considérant que la fin de la consolidation primaire est unique (EOP pour "End Of Primary consolidation"). Pour cela, ils supposent vérifiée l'hypothèse A et utilisent la formule de Taylor pour décomposer la vitesse de déformation sous la forme :

$$\frac{de}{dt} = \left( \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \right)_t \frac{d\sigma'}{dt} + \left( \frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'} \quad (3.6)$$

avec le premier terme de la somme qui représente l'influence du changement de contrainte effective, c'est-à-dire, la phase de consolidation primaire et le second terme de la somme s'intéresse à l'évolution des déformations à contraintes effectives fixées : la phase de fluage.

Pour l'expression des déformations de consolidation primaire, les auteurs proposent l'expression suivante :

$$\left( \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \right)_t = \left( \frac{\partial e}{\partial \log(\sigma')} \right)_t \left( \frac{\partial \log(\sigma')}{\partial \sigma'} \right)_t \quad (3.7)$$

$$= \frac{1}{\ln(10)} \frac{C_c^*}{\sigma'} \quad (3.8)$$

En introduisant le rapport :

$$\frac{C_{\alpha e}^*}{C_c^*} = \beta' \frac{C_\alpha}{C_c} \quad (3.9)$$

avec  $\beta'$  le degré de consolidation de la couche de sol considéré,  $C_{\alpha e}^*$  et  $C_c^*$  deux paramètres contrôlant respectivement la phase de compression primaire et la

phase de fluage, les déformations de fluage sont définies par :

$$\left(\frac{\partial e}{\partial t}\right)_{\sigma'} = \left(\frac{\partial e}{\partial \log(t)}\right)_{\sigma'} \left(\frac{\partial \log(t)}{\partial t}\right)_{\sigma'} \quad (3.10)$$

$$= \frac{1}{\ln(10)} \beta' \frac{C_\alpha C_c^*}{t} \quad (3.11)$$

$$= \frac{1}{\ln(10)} \frac{C_{\alpha e}^*}{t} \quad (3.12)$$

Mesri et Godlewski (1977) ont montré que le ratio  $\frac{C_\alpha}{C_c}$  est constant et ne dépend pas du temps ou du niveau de contrainte (Section 1.2.1).

En pratique, le modèle de l'unicité de EOP n'est pas très utilisé car il est difficile de connaître à chaque instant le degré de consolidation de chaque couche de sol considérée. De plus, comme le fait remarquer Degago *et al.* (2010) cité par (Yuan, 2016), il est difficile d'utiliser ce modèle à l'échelle locale, par exemple dans une implémentation aux éléments finis, car le paramètre  $\beta'$  est une variable non locale et doit être connu pour toute la couche à chaque instant.

### 3.1.5 Modèle microstructurel

Navarro et Alonso (2001) ont proposé un modèle considérant que les déformations de fluage sont causées par un processus de transfert local d'eau de la microstructure (eau occupant les pores entre les agrégats argileux et l'eau adsorbée) vers l'eau de la macrostructure (eau libre). Le flux d'eau est dû à la différence de potentiel chimique entre l'eau contenue dans la microstructure et l'eau de la macrostructure. La variation d'indice des vides macroscopique est donnée par la formule :

$$\dot{e} = -\frac{1 + e_0}{\rho_m} G (\sigma' - \pi) \quad (3.13)$$

avec  $G$  le coefficient contrôlant la vitesse de transfert entre l'eau de la microstructure et l'eau de la macrostructure [ $\text{TL}^{-2}$ ],  $e_0$  l'indice des vides,  $\rho_m$  la masse volumique de l'eau contenue dans la microstructure,  $\sigma'$  l'état de contrainte effectif courant et  $\pi$  l'état de contrainte à l'équilibre.

Deux cas sont considérés par les auteurs correspondant aux hypothèses A et B : dans le cas de l'hypothèse A, le phénomène de transfert local entre la microstructure et la macrostructure n'intervient qu'une fois la consolidation primaire achevée. Les phénomènes et donc les équations mises en jeu : équation de consolidation (transfert de l'eau de la macrostructure vers l'extérieur) et équation de transfert local d'eau de la microstructure vers la macrostructure sont alors découplés. Dans le cas de l'hypothèse B, les deux phénomènes coïncident et les équations sont alors couplées.

## 3.2 Modèles tridimensionnels

Nous allons présenter par la suite les principaux modèles tridimensionnels issus des théories présentées ci-dessus.

### 3.2.1 Modèles de type overstress

Le modèle Overstress généralise la loi de comportement du modèle de [Perzyna \(1966\)](#) en trois dimensions. La direction des déformations visco-plastiques est donnée par la normale à la surface de charge du point courant (écoulement plastique associé). Ainsi, les déformations visco-plastiques s'écrivent :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \frac{1}{\eta} \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial f_d}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.14)$$

avec  $\eta$  un paramètre de viscosité du matériau,  $\langle \Phi(F) \rangle$  la fonction d'overstress et  $\frac{\partial f_d}{\partial \sigma_{ij}}$  la direction d'écoulement (normale à la surface de charge).

Plusieurs auteurs se sont basés sur cette formulation pour mettre en place des modèles élasto/visco-plastiques, soit en utilisant une loi d'écoulement telle que celle utilisée par [Perzyna \(1966\)](#) comme [Kimoto et Oka \(2005\)](#) ou en utilisant une règle d'écoulement avec une loi puissance telle que [Fodil et al. \(1997\)](#), [Qu et al. \(2010\)](#) ou [Yin et al. \(2010\)](#). L'ensemble des modèles proposés soutient l'hypothèse B.

### 3.2.2 Modèle de type isochrones

Différents modèles sont issus de la théorie des isochrones. Les modèles utilisent généralement pour base un modèle élasto-plastique classique tel que Cam Clay Modifiée (CCM) avec une loi d'écoulement de type puissance. On peut citer : [Borja et Kavazanjian \(1985\)](#), [Kutter et Sathialingam \(1992\)](#), [Vermeer et Neher \(1999\)](#) et [Yin et Graham \(1999\)](#). Une variante utilise une surface de charge différente S-clay1 permettant de prendre en compte les effets d'anisotropie ([Leoni \*et al.\*, 2008](#)), ou encore [Yin \*et al.\* \(2010\)](#).

Cependant, le modèle le plus utilisé de nos jours pour prendre en compte les effets différés sur le comportement mécanique des sols fins reste le modèle Soft Soil Creep (SSC). La surface de charge utilisée est celle du modèle Cam Clay Modifiée (CCM). Le modèle SSC, formulé par [Vermeer et Neher \(1999\)](#), possède 7 paramètres, soit 2 de plus que le modèle CCM. Les deux paramètres supplémentaires sont :

- l'indice de compression secondaire ( $C_\alpha$ )
- un temps de référence ( $\tau_{ref}$ ) (souvent pris égal à 24 h)

Un écrouissage est introduit en fonction de la vitesse de déformation visco-plastique. Contrairement au modèle classique CCM, le point courant peut sortir de la surface de charge. Deux variables sont introduites :  $\alpha'_1$  la taille de la surface de charge et  $\alpha'$  la taille de la surface limite élastique (Figure 3.5).

Les déformations visco-plastiques sont calculées par la formule :

$$\dot{\epsilon}_{vol}^{vp} = \frac{1}{\ln(10)(1 + e_0)} \frac{C_\alpha}{\tau_{ref}} \left( \frac{\alpha'_1}{\alpha'} \right)^{\frac{C_c - C_s}{C_\alpha}} \quad (3.15)$$

avec  $\frac{\alpha'_1}{\alpha'}$  le ratio de la taille de la surface de charge sur la taille de la surface de limite élastique,  $e_0$  l'indice des vides initial. Cette équation indique que des déformations volumiques visco-plastiques apparaissent dès lors que  $\alpha'_1$  et  $\alpha'$  sont positifs. La variation de déformations déviatoriques visco-plastiques est calculée par la suite en utilisant la règle de normalité. Cette formule n'est pas sans rappeler l'Équation 3.14 de la théorie d'Overstress. De plus, [Yuan](#)

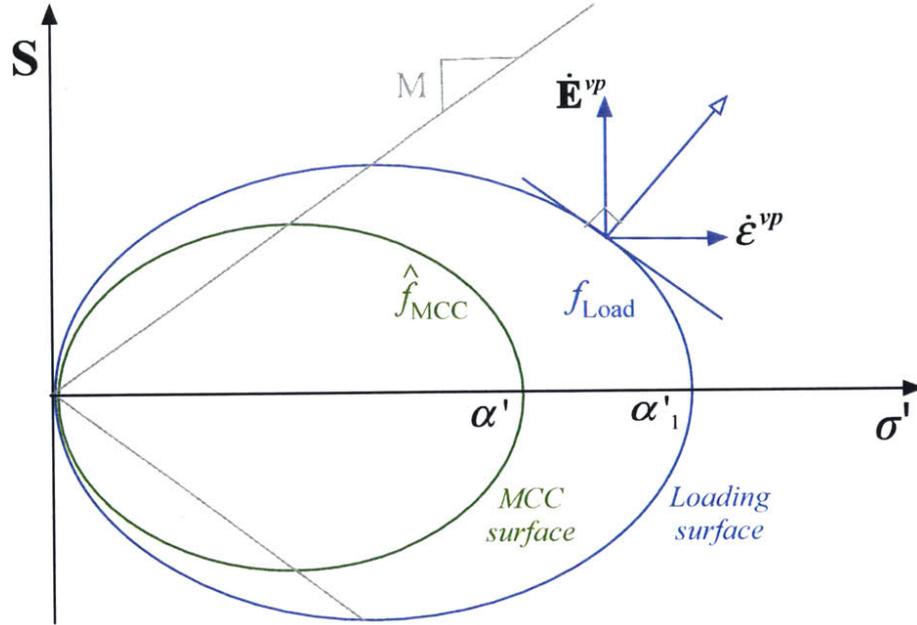


FIGURE 3.5 – Représentation de la surface de charge et de la surface correspondant à la limite élastique dans le cas du modèle SSC (Yuan, 2016).

et Whittle (2013) ont montré que le modèle SSC (dans sa version unidimensionnelle) est équivalent au modèle de Imai *et al.* (2003). Enfin, Gennaro *et al.* (2009) ont montré que l'approche des isochrones est équivalente à l'approche isotache.

### 3.3 Conclusion

À travers les différentes théories présentées, il apparaît que seul le modèle microstructural propose une origine physique au phénomène de fluage, les autres théories modélisent le fluage et les phénomènes différés par l'introduction de paramètres visqueux de façon empirique. De plus, des similarités fortes sont observables notamment entre le modèle microstructural et le modèle overstress d'un côté et entre la théorie isotache et la théorie des isochrones de l'autre. Seule la théorie de l'unicité de l'EOP soutient l'hypothèse A. Le modèle proposé par Navarro et Alonso (2001) est le seul à proposer

une interprétation physique de l'origine des phénomènes différés. De plus ce modèle peut être adapté à la fois à l'hypothèse A ou B. Les théories restantes (Rhéologie, Isochrones et Isotaches) soutiennent l'hypothèse B. Pour conclure, nous avons regroupé l'ensemble des théories présentées précédemment dans le Tableau 3.1 en spécifiant l'hypothèse soutenue.

Théorie	Auteurs	Hypothèse
Rhéologie	Olszak et Perzyna (1966)	B
Isochrones	Bjerrum (1967)	B
Isotaches	Suklje (1957)	B
Microstructurel	Navarro et Alonso (2001)	A ou B
Unicité de EOP	Mesri et Choi (1985b)	A

TABLE 3.1 – Hypothèses soutenues par les grandes théories de modélisation.

Afin de permettre la modélisation des essais expérimentaux réalisés dans le Chapitre 2, un modèle élasto/visco-plastique a été utilisé sur la base du modèle Overstress.



# Chapitre 4

## Modélisation

### élasto/visco-plastique du comportement différé de géomatériaux

---

**T**HIS CHAPTER *presents the modeling work that has been undertaken. On the basis of a Perzyna model integrated at the material point, we studied the influence of the different parameters on the simulated mechanical behavior in oedometric condition. Each algorithm used is described in detail. After discussing the choice of elastic parameters, we concentrated on the viscous parameters of the model ( $N$  and  $\eta$ ). Finally, we compared the results obtained with the experimental results. The parameters fitted to the experimental data were determined from two CRS tests and we predicted a third test. There is a good correspondence between experimental data and results simulated with the numerical model.*

---

**C** E CHAPITRE présente le travail de modélisation qui a été entrepris. Sur la base d'un modèle de Perzyna intégré au point matériel, nous avons étudié l'influence des différents paramètres sur le comportement mécanique simulé en condition oedométrique. Chaque algorithme utilisé est décrit en détail. Après avoir discuté le choix des paramètres élastiques, nous nous sommes concentrés sur les paramètres visqueux du modèle ( $N$  et  $\eta$ ). Enfin, nous avons comparé les résultats obtenus avec les résultats expérimentaux. Les paramètres d'ajustement aux données expérimentales ont été déterminés à partir de deux essais CRS et nous avons prédit un troisième essai. On note une bonne correspondance entre les essais expérimentaux et les essais simulés par le modèle numérique.

---

Dans ce chapitre, nous allons nous baser sur un modèle largement utilisé pour voir s'il est possible de modéliser les résultats expérimentaux présentés dans le Chapitre 2. Afin de faciliter la lecture et la compréhension des équations mises en jeu dans le modèle, les vecteurs et les matrices seront représentés en gras alors que les scalaires seront représentés en caractères normaux.

Nous avons modélisé le comportement mécanique d'un sol en condition oedométrique sur la base de la théorie Overstress de Perzyna en utilisant une surface de charge de type Cam Clay Modifiée (CCM) et une loi d'écoulement non associée. Cette méthode, est largement utilisée pour prendre en compte les effets différés sur les sols remaniés et les sols naturels moyennant quelques adaptations (Yin *et al.*, 2011). Nous avons intégré la loi de comportement au point matériel en cherchant à caractériser le chemin de contrainte et le coefficient des terres au repos afin de comparer avec les résultats expérimentaux observés dans la section 2.

## 4.1 Intégration de la loi de comportement

Nous allons présenter les principales équations du modèle. Tout d'abord, les déformations sont décomposées sous la forme de déformations élastiques et de déformations visco-plastiques telles que l'Équation 1.1.

Nous introduisons une matrice élastique tangente  $\mathbf{D}$  définie par :

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G \\ K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

avec  $K$  le module isostatique et  $G$  le module de cisaillement. Le module isostatique et le module de cisaillement pouvant dépendre ou non de l'état de contrainte. Nous consacrerons par la suite une section au choix des paramètres élastiques.

Les incréments de déformations élastiques sont alors calculés par la rela-

tion :

$$d\boldsymbol{\sigma}' = \mathbf{D}d\boldsymbol{\epsilon}^e \quad (4.2)$$

La surface de charge Cam Clay Modifiée (CCM) est régie par l'équation :

$$\frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p_c) = 0 \quad (4.3)$$

avec  $p_c$  la contrainte de préconsolidation,  $p'$  la contrainte moyenne effective,  $q$  le déviateur des contraintes et  $M$  la pente de l'état critique.

La vitesse de déformation visco-plastique est calculée grâce à la formule de [Perzyna \(1966\)](#) :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \frac{1}{\eta} \langle \phi(F) \rangle \frac{\partial F_d}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.4)$$

avec la fonction de overstress  $\langle \phi(F) \rangle = \left( \frac{p_c^d}{p_c^s} - 1 \right)^N$ ,  $\langle \cdot \rangle$  la fonction de Macaulay définie par  $\langle x \rangle = x$  si  $x \geq 0$  et 0 sinon,  $\eta$  la viscosité du matériau,  $N$  une constante caractérisant l'influence de la vitesse sur le comportement mécanique du matériau,  $p_c^d$  et  $p_c^s$  respectivement les contraintes de préconsolidation dynamique et statique et  $F_d$  la surface de charge dynamique. Les contraintes de préconsolidation dynamique et statique sont calculées par les relations suivantes :

$$p_c^d = p' + \frac{q^2}{M^2 p'} \quad (4.5)$$

$$p_c^s = p_0 \exp\left(\frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa} \epsilon_v^{vp}\right) \quad (4.6)$$

avec  $e_0$  l'indice des vides initial et  $p_0$  la limite élastique initiale du matériau et  $\epsilon_v^{vp}$  les déformations volumiques visco-plastiques telles que  $\epsilon_v^{vp} = \sum_{i=1}^3 \epsilon_{ii}^{vp}$ .

Comme la surface de charge dynamique  $F_d$  est solution de l'Équation 4.3 en  $p'$  et  $q$ , il est possible de déterminer l'expression de la direction d'écoulement  $\frac{\partial F_d}{\partial \sigma_{ij}}$  et, par là même, l'incrément de déformation visco-plastique en

condition oedométrique par la formule :

$$d\epsilon_{ij}^{vp} = \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} dt = \frac{1}{\eta} \langle \phi(F) \rangle \left( \frac{3s_{ij}}{M_2^2} + (2p' - p_c^d) \frac{\delta_{ij}}{3} \right) dt \quad (4.7)$$

avec  $\delta_{ij}$  le symbole de Kronecker valant 1 si  $i = j$  et 0 sinon, et  $M_2$  un paramètre permettant d'introduire ou non la non associativité de la loi d'écoulement. En effet, si  $M_2 = M$  la loi d'écoulement est associée et si  $M_2 \neq M$  la loi d'écoulement est non associée. La Figure 4.1 présente les deux surfaces de charge : la surface de charge statique ( $F_s$ ) dont la taille augmente par écoulement et la surface de charge dynamique ( $F_d$ ) qui suit à chaque instant le point courant dans le domaine visco-plastique.

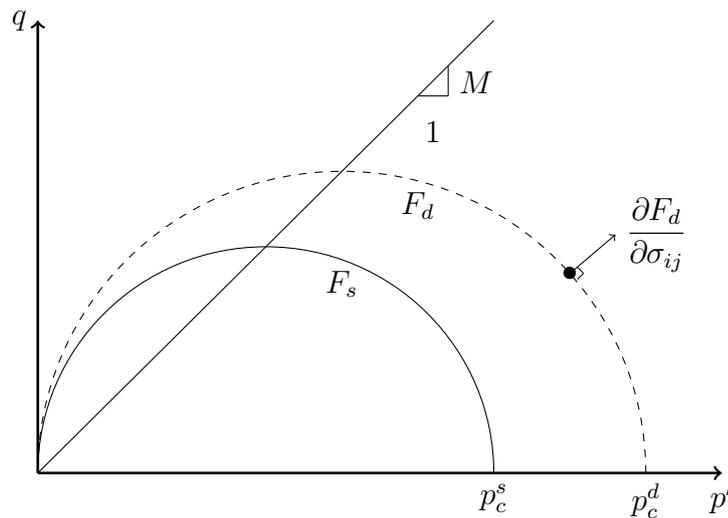


FIGURE 4.1 – Représentation de la surface de charge statique ( $F_s$ ) et dynamique ( $F_d$ ).

L'intégration de la loi de comportement au point matériel en condition oedométrique ne se fait pas de la même façon suivant les variables contrôlées :

- pour les essais CRS ou de relaxation, les déformations axiales et radiales sont contrôlées,
- pour les essais oedométrique et de fluage, la contrainte axiale et les déformations radiales sont contrôlées.

### 4.1.1 Pilotage en déformation

Dans le cas des essais CRS et isochore, connaissant l'évolution des déformations dans le temps, l'intégration de la loi de comportement détermine l'état de contrainte à chaque instant. L'intégration de la loi de comportement dans le domaine élastique ne pose pas de problème. Dans le domaine visco-plastique, la difficulté réside dans l'estimation de l'incrément de déformations visco-plastiques ( $d\epsilon^{vp}$ ) qui dépend de l'état de contrainte. Une méthode itérative a été choisie pour estimer l'incrément de déformations visco-plastiques  $d\epsilon^{vp}$ .

Dans un premier temps, les déformations sont initialisées de sorte que l'incrément de déformation élastique est égal à l'incrément de déformation totale que l'on désire imposer  $d\epsilon^e = d\epsilon^{tot}$ . Puis, sous cette condition fautive a priori dans le domaine visco-plastique, l'incrément de déformations visco-plastiques est calculé par l'Équation 4.4. Cette estimation de l'incrément de déformations visco-plastiques est alors utilisé pour calculer à nouveau l'incrément de déformations élastiques ( $d\epsilon^e = d\epsilon^{tot} - d\epsilon^{vp}$ ). Cette valeur d'incrément de déformation élastique est alors utilisée pour effectuer un nouveau calcul. Le processus s'arrête lorsque, entre deux itérations, l'incrément de déformations visco-plastiques est quasi-constant (à un critère défini préalablement près). Nous pouvons considérer, de manière équivalente, un critère portant sur la norme de la correction des contraintes apportée entre deux itérations consécutives. La Figure 4.2 représente l'évolution de la répartition entre l'incrément de déformation élastique et l'incrément de déformation visco-plastique en fonction du nombre d'itérations.

Cette méthode est basée sur l'hypothèse que la suite des incréments de déformations visco-plastiques ainsi construite est convergente. Une autre méthode envisageable aurait été de poser le système d'équations et de résoudre de manière formelle le système de deux équations à deux inconnues ( $d\epsilon^e$  et  $d\epsilon^{vp}$ ) mais la résolution de ce système n'est pas triviale et demande un temps de calcul non négligeable. L'algorithme de pilotage en déformation pour les essais de relaxation et les essais CRS est présenté sur la Figure 4.3.

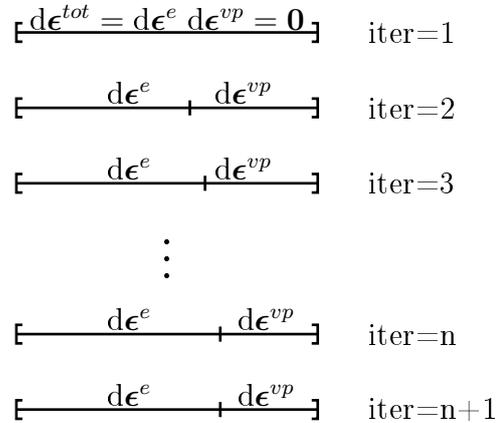


FIGURE 4.2 – Représentation de la répartition des déformations élastiques et visco-plastiques en fonction de l’itération.

### 4.1.2 Pilotage en contrainte axiale et déformations radiales

Deux algorithmes ont été testés pour résoudre ce problème :

- un algorithme utilisant un solveur pour résoudre le système de deux équations couplées à deux inconnues (la déformation axiale et la contrainte radiale). Le solveur peut trouver plusieurs solutions à l’équation, il convient alors de sélectionner la ou les bonnes solutions physiquement admissibles (il s’avère que dans tous les cas testés il n’y avait qu’une solution physiquement admissible).
- un algorithme itératif qui, à partir de la solution élastique, calcule la contrainte radiale sous la condition de déformations radiales nulles et qui compare le résultat entre deux itérations. Lorsque entre deux itérations consécutives les solutions sont proches (à un critère défini par avance près) alors l’étape est validée. Cette méthode repose sur l’hypothèse que la solution physiquement admissible est la plus proche (au sens de la norme euclidienne) de la solution élastique. Cet algorithme est présenté sur la Figure 4.4.

Les temps de calcul avec les deux algorithmes sont très différents. En effet, là où l’algorithme itératif permet d’effectuer la simulation d’un essai

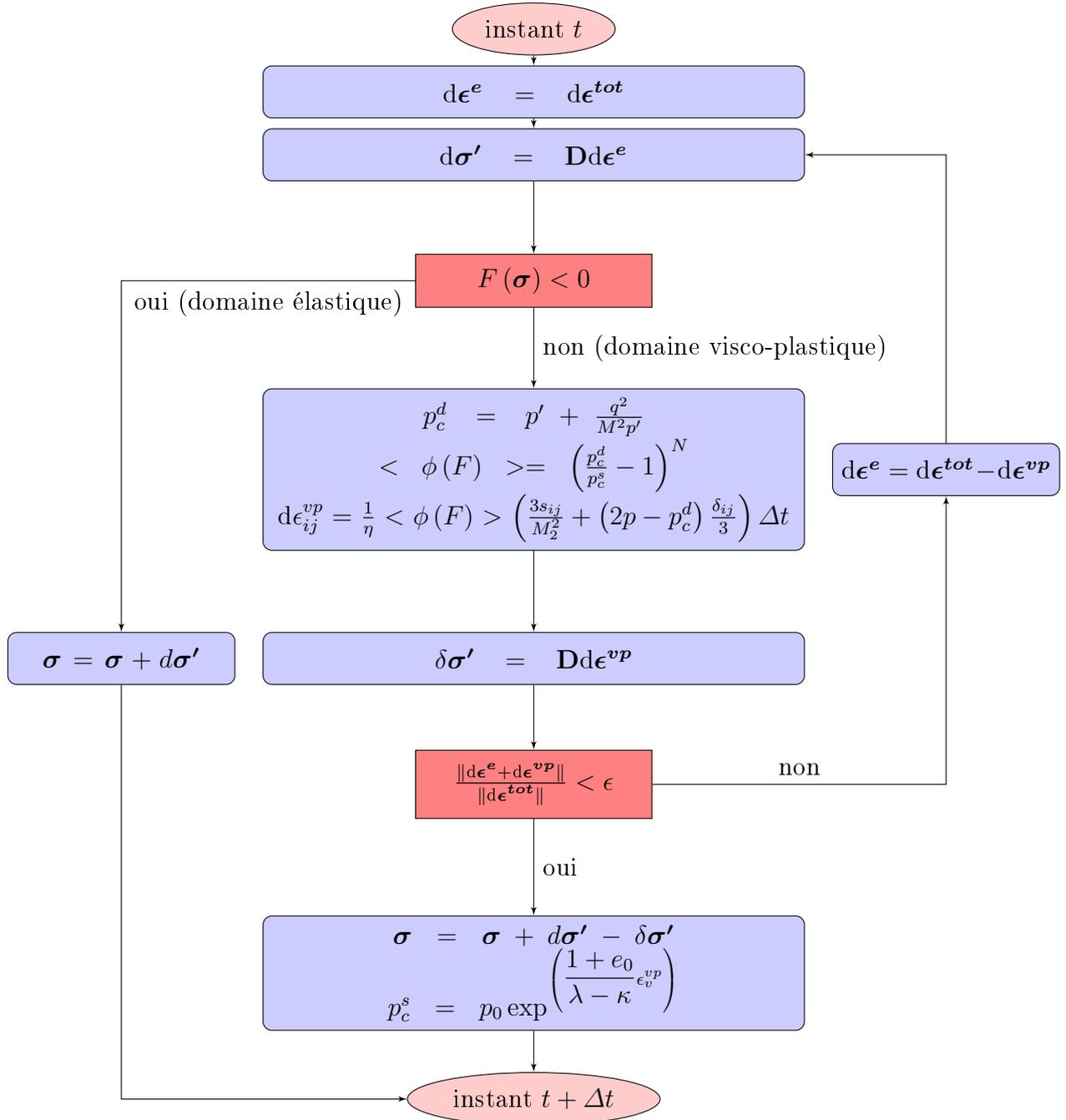


FIGURE 4.3 – Algorithme local de calcul des contraintes en contrôlant les déformations (cas des essais CRS et MRT).

#### 4.1. Intégration de la loi de comportement

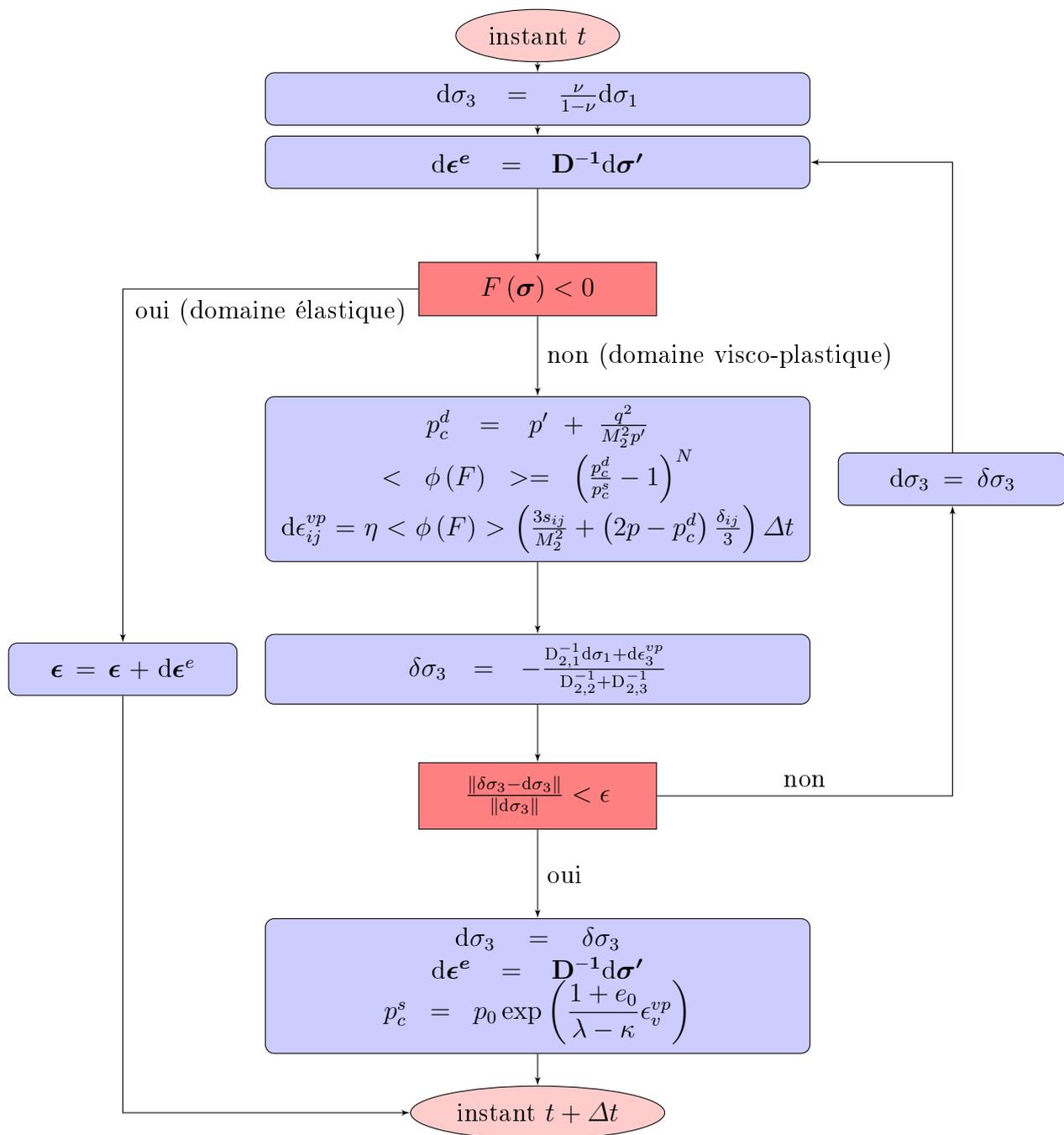


FIGURE 4.4 – Algorithme local de calcul des contraintes en contrôlant la contrainte axiale et les déformations radiales (cas des essais oedométriques).

complet en moins d'une seconde, l'algorithme utilisant le solveur met plus de mille secondes pour simuler le même essai. De plus, avec un critère bien choisi (par exemple 1‰), la réponse des deux algorithmes est quasi identique pour la simulation d'un même test oedométrique drainé par palier de chargement avec 2 paliers de chargement (Figure 4.5).

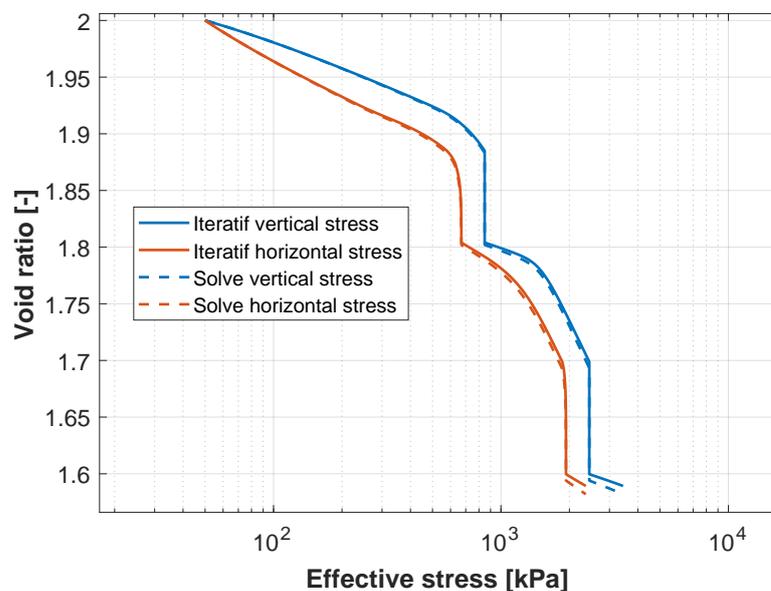


FIGURE 4.5 – Réponse des deux algorithmes (itératif et basé sur un solveur) pour un essai de compression et de fluage.

La différence entre les deux réponses est surtout présente pendant les phases de compression. Cependant, au regard de l'écart de performance entre les deux algorithmes, nous avons par la suite préféré l'algorithme itératif décrit sur la Figure 4.4.

Par la suite, nous procéderons à des comparaisons qualitatives pour comprendre l'influence des paramètres élastiques puis des paramètres visqueux. Enfin nous calibrerons le modèle sur les essais CRS réalisés.

## 4.2 Influence des paramètres élastiques sur le comportement mécanique modélisé

Nous allons nous intéresser à l'influence des paramètres élastiques sur le comportement mécanique simulé par notre modèle.

Afin de caractériser le comportement élastique d'un matériau isotrope et homogène, deux paramètres indépendants sont nécessaires. Le plus souvent en mécanique des sols, les deux paramètres choisis sont le module isostatique ( $K$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) ou le module isostatique ( $K$ ) et le module de cisaillement ( $G$ ).

Pour les sols, le module isostatique augmente avec la contrainte moyenne effective ( $p'$ ) d'après [Wood \(1991\)](#) :

$$K = \frac{1 + e_0}{\kappa} p' \quad (4.8)$$

La relation liant le coefficient de Poisson au module de cisaillement est la suivante :

$$G = \frac{3(1 - 2\nu)K}{2(1 + \nu)} \quad (4.9)$$

Dans le cas où le module isostatique dépend de la contrainte moyenne effective et que le coefficient de Poisson est constant, alors le module de cisaillement dépend de la contrainte moyenne effective selon la relation :

$$G = \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e_0)}{2(1 + \nu)\kappa} p' \quad (4.10)$$

Pour tester l'hypothèse d'un module isostatique dépendant de la contrainte moyenne effective et un coefficient de Poisson constant, on considère les déformations induites par un cycle (A-B-C-D) de contrainte dans le domaine élastique représenté sur la Figure [4.6 \(Wood, 1991\)](#).

Par hypothèse, le module isostatique et le module de cisaillement sont proportionnels à la contrainte moyenne. Si l'on considère les déformations induites par le cycle fermé élastique, comme le module de cisaillement pendant l'étape de  $B$  à  $C$  ( $G(p'_b)$ ) est plus important que le module de cisaille-

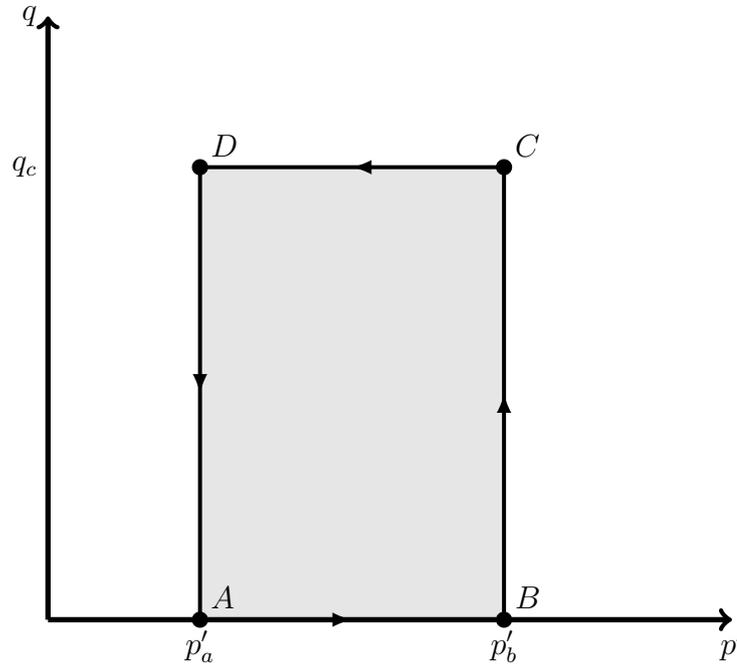


FIGURE 4.6 – Représentation d'un cycle dans le plan du déviateur des contraintes et de la contrainte moyenne effective.

ment pendant l'étape de  $D$  à  $A$  ( $G(p'_a)$ ), les déformations ne sont pas nulles à la fin du cycle de contrainte ce qui est en contradiction avec un coefficient de Poisson constant car celui-ci prévoit que les déformations générées par le cycles sont nulles. Ainsi, pour un matériau exhibant un domaine élastique sur une large gamme de contraintes, tel que les roches ou le béton, il conviendra d'utiliser par exemple un module isostatique dépendant de la contrainte moyenne et un module de cisaillement constant ou dépendant du déviateur des contraintes.

Nous allons comparer pour un essai CRS l'influence des paramètres élastiques sur le comportement mécanique d'un sol en imposant successivement le cas d'un module de cisaillement constant puis le cas d'un coefficient de Poisson constant. Pour cela nous allons fixer les autres paramètres du modèle. Les valeurs sont données dans la Table 4.1.

## 4.2. Influence des paramètres élastiques sur le comportement mécanique modélisé

Paramètre	Valeur
Indice des vides initial	$e_0 = 2$
Limite élastique initiale	$p_0 = 100$ kPa
Contrainte initiale	$p_{init} = 50$ kPa
Pente de l'état critique	$M = M_2 = 0.89$
Coefficient de compressibilité	$\lambda = 0.16$
Coefficient de gonflement	$\kappa = 0.04$
Vitesse de déformation	$10^{-8}$ s <sup>-1</sup>
Paramètre visqueux	$N = 10$
Viscosité	$\eta = 10^{14}$ kPa·s

TABLE 4.1 – Paramètres utilisés pour le modèle (loi d'écoulement associée).

### 4.2.1 Cas d'un module de cisaillement constant

Dans un premier temps, nous avons exprimé le module isostatique en fonction de la contrainte moyenne effective selon la formule 4.8 et le module de cisaillement à une valeur constante et nous avons simulé des essais de compression CRS. En fixant le module de cisaillement, l'évolution du coefficient de Poisson est décrite par la Figure 4.10. Ainsi, le coefficient de Poisson aug-

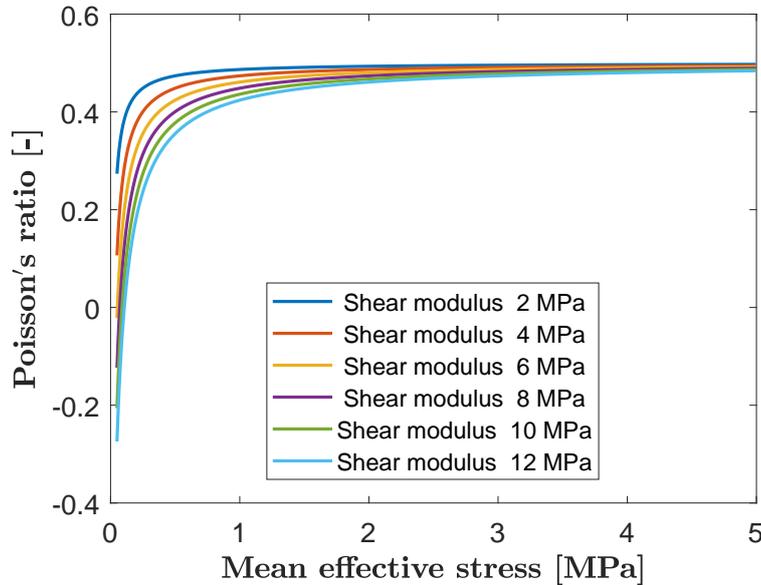


FIGURE 4.7 – Influence du module de cisaillement sur le coefficient de Poisson en fonction de la contrainte moyenne.

mente avec la contrainte moyenne et tend vers une valeur limite proche de 0.5 et ce pour toutes les valeurs du module de cisaillement. La valeur du module de cisaillement change significativement la valeur du coefficient de Poisson seulement pour les faibles contraintes moyennes. Pour être dans des domaines de coefficient de Poisson réalistes ( $\nu \geq 0.2$ ), il faut imposer un module de cisaillement d'au maximum 2 MPa au matériau.

L'influence du module de cisaillement sur le chemin de contrainte en condition oedométrique simulé par le modèle est donnée par la Figure 4.8.

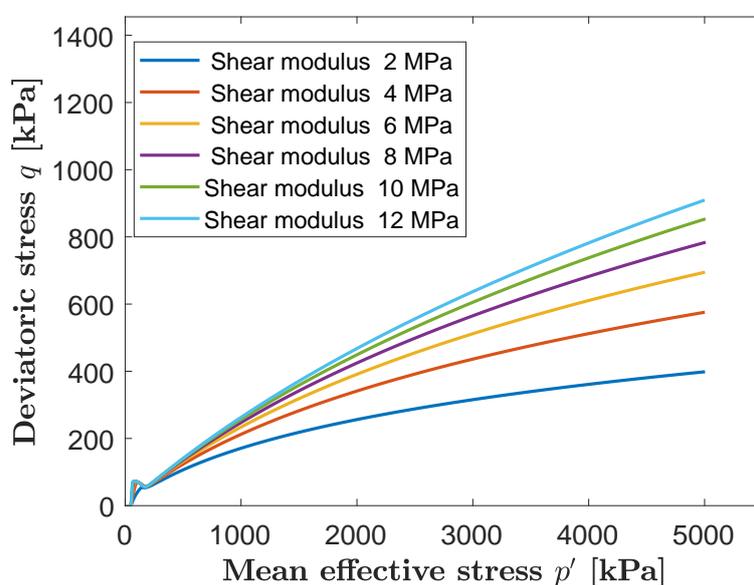


FIGURE 4.8 – Influence du module de cisaillement sur le chemin de contrainte simulé par le modèle.

Le déviateur des contraintes augmente avec la contrainte moyenne. Pour des valeurs de module de cisaillement importantes, on peut noter la présence aux faibles contraintes effectives, d'une légère diminution du déviateur des contraintes lorsque la contrainte moyenne est proche de la limite élastique initiale du matériau. Enfin, l'allure générale des courbes n'est pas linéaire contrairement aux observations expérimentales (Section 2.2.2).

L'influence du module de cisaillement sur le coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective simulé par le modèle est donnée

par la Figure 4.9.

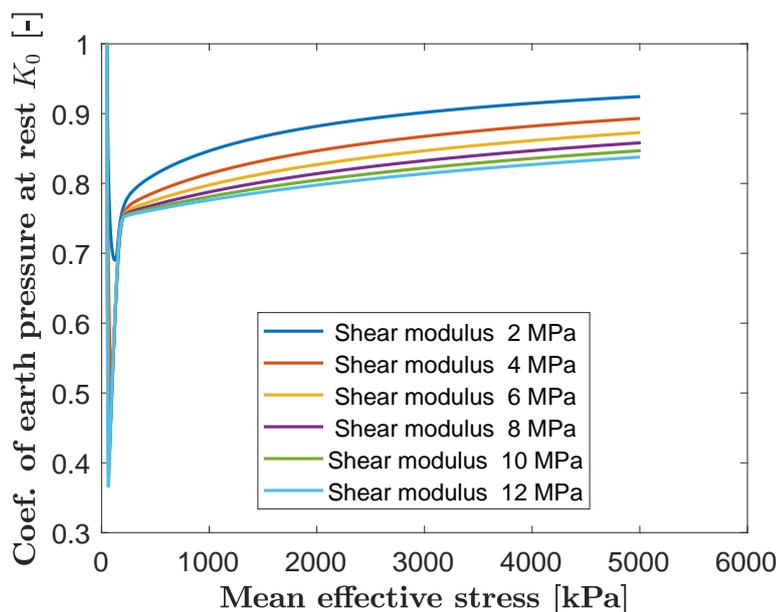


FIGURE 4.9 – Influence du module de cisaillement sur le coefficient des terres au repos simulé par le modèle.

Le coefficient des terres au repos diminue puis augmente avec la contrainte moyenne effective. Plus le module de cisaillement imposé est faible, plus la valeur du coefficient des terres au repos est grande, pour des contraintes moyennes grandes devant la contrainte de préconsolidation.

#### 4.2.2 Cas d'un coefficient de Poisson constant

Nous allons imposer un coefficient de Poisson constant au matériau et voir quelle est l'influence de ce paramètre sur le comportement modélisé du matériau en conservant les valeurs des paramètres données dans la Table 4.1 et un module isostatique dépendant de la contrainte moyenne effective selon l'Équation 4.8. Pour différents coefficients de Poisson constants, l'évolution du module de cisaillement et du module isostatique est tracée en fonction de la contrainte moyenne (Figure 4.10). Le module de cisaillement, tout comme le module isostatique, est linéaire en fonction de la contrainte moyenne. La pente de la relation linéaire entre le module de cisaillement et la contrainte

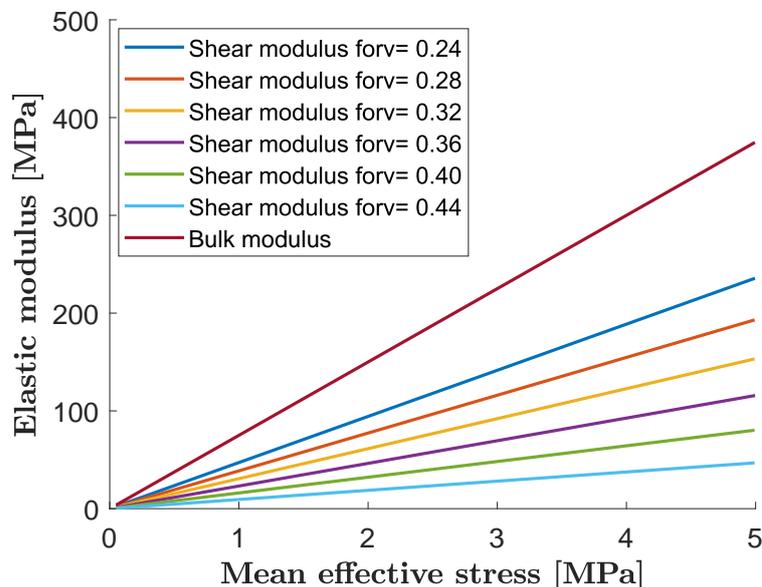


FIGURE 4.10 – Influence du coefficient de Poisson sur le module de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne.

moyenne dépend du coefficient de Poisson. Plus le coefficient de Poisson est important plus la pente est faible.

L'influence du coefficient de Poisson sur le chemin de contrainte en condition oedométrique simulé par le modèle est donnée par la Figure 4.11.

Le déviateur des contraintes augmente avec la contrainte moyenne. Pour des contraintes supérieures à 200 kPa, le chemin de contrainte est linéaire et ce quel que soit le coefficient de Poisson imposé. Plus le coefficient de Poisson est important, plus la pente du chemin de contrainte est faible. À l'approche de la limite élastique initiale, on peut remarquer une légère non linéarité. L'imposition d'un module isostatique dépendant de la contrainte moyenne effective et d'un coefficient de Poisson constant permet d'obtenir un chemin de contrainte linéaire en adéquation avec les observations expérimentales du Chapitre 2 dans le domaine visco-plastique.

L'influence du coefficient de Poisson sur le coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective simulé par le modèle est donnée par la Figure 4.12.

## 4.2. Influence des paramètres élastiques sur le comportement mécanique modélisé

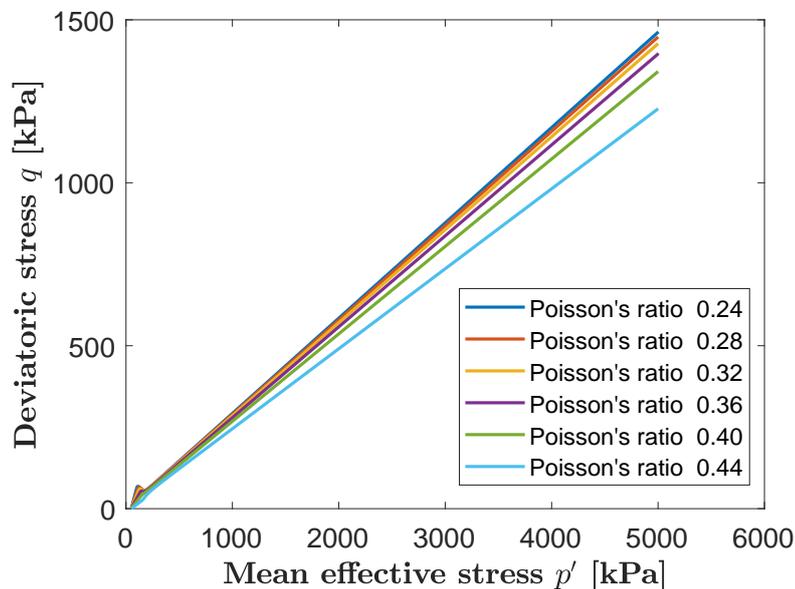


FIGURE 4.11 – Influence du coefficient de Poisson sur le chemin de contrainte simulé par le modèle.

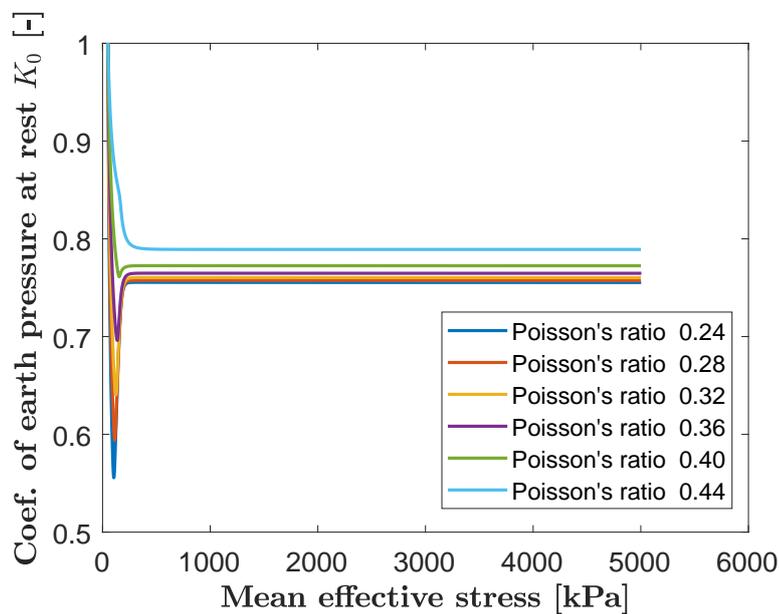


FIGURE 4.12 – Influence du coefficient de Poisson sur le coefficient des terres au repos simulé par le modèle.

Le coefficient des terres au repos diminue puis augmente avec la contrainte moyenne effective. Enfin, la valeur du coefficient des terres au repos est constante dès lors que la contrainte moyenne effective est grande devant la contrainte de préconsolidation. On peut noter que plus le coefficient de Poisson imposé est grand, plus le coefficient des terres au repos est grand. Ces résultats sont qualitativement semblables aux résultats expérimentaux (Figure 2.18). Cependant, la contrainte moyenne effective minimale pour laquelle la valeur du coefficient des terres au repos est quasi constante, est plus importante pour les données expérimentales ( $\simeq 500$  kPa) que pour les données simulées ( $\simeq 200$  kPa).

### 4.2.3 Choix des paramètres élastiques

Il apparaît à travers les modélisations mises en places que le choix des paramètres élastiques influence grandement le comportement modélisé du matériau tant dans le domaine élastique que dans le domaine visco-plastique. Ces effets sont particulièrement visibles sur le chemin de contrainte modélisé. Ceci provient probablement du fait que, même dans le domaine visco-plastique, les incréments de contrainte sont générés par les déformations élastiques aussi faibles soient-elles et les coefficients élastiques traduisent le lien entre ces déformations élastiques et l'incrément de contrainte induit. Il convient donc, même dans le cas d'une modélisation dans le domaine visco-plastique de porter une attention toute particulière au choix des paramètres élastique du modèle.

Pour correspondre aux observations expérimentales, si l'on impose un module isostatique dépendant de la contrainte moyenne, alors il convient d'imposer un coefficient de Poisson constant. Cela provient certainement du fait que le matériau testé dans le Chapitre 2 est initialement préparé sous la forme d'une boue et donc la contrainte de préconsolidation est quasi-nulle : le matériau ne possède pas de domaine purement élastique il n'est donc pas possible d'effectuer un cycle de contrainte en restant dans le domaine élastique comme représenté sur la Figure 4.6. Ainsi, la contradiction avancée par Wood (1991) ne s'applique pas à notre matériau dans le domaine normale-

### 4.3. Influence de la vitesse sur le comportement mécanique modélisé

---

ment consolidé : par la suite nous imposerons dans notre modèle un module isostatique qui dépend de la contrainte moyenne ainsi qu'un coefficient de Poisson constant et nous limiterons notre analyse au domaine normalement consolidé.

Le Tableau 4.2 récapitule l'effet du coefficient de Poisson sur le comportement mécanique simulé par notre modèle.

Variable	Limite élastique apparente	Module de cisaillement	Valeur finale du coefficient des terres au repos
Effet d'une augmentation du coefficient de Poisson	→	↘	↗

TABLE 4.2 – Effet d'une augmentation du coefficient de Poisson sur les paramètres mécaniques lorsque les paramètres visqueux, la pente de l'état critique, le coefficient de compressibilité et de gonflement sont fixés.

## 4.3 Influence de la vitesse sur le comportement mécanique modélisé

Nous allons nous intéresser à l'influence de la vitesse sur le comportement mécanique modélisé. Le modèle permet de prendre en compte les effets de vitesse sur le comportement mécanique du sol. Différents essais CRS ont été modélisés afin de rendre compte de l'influence de la vitesse sur la limite élastique apparente, sur le chemin de contrainte et sur coefficient des terres au repos. Enfin nous nous intéresserons aux effets de changement de vitesse avec la modélisation d'essais de fluage et de relaxation. Pour cela nous utilisons la paramètres de la Table 4.1 avec un coefficient de Poisson fixé égal à 0.3 et une loi d'écoulement associée

### 4.3.1 Influence de certain paramètres sur le lien entre vitesse de déformation et limite élastique apparente

La Figure 4.13 représente, pour une large gamme de vitesses, la réponse d'un sol à un essai CRS.

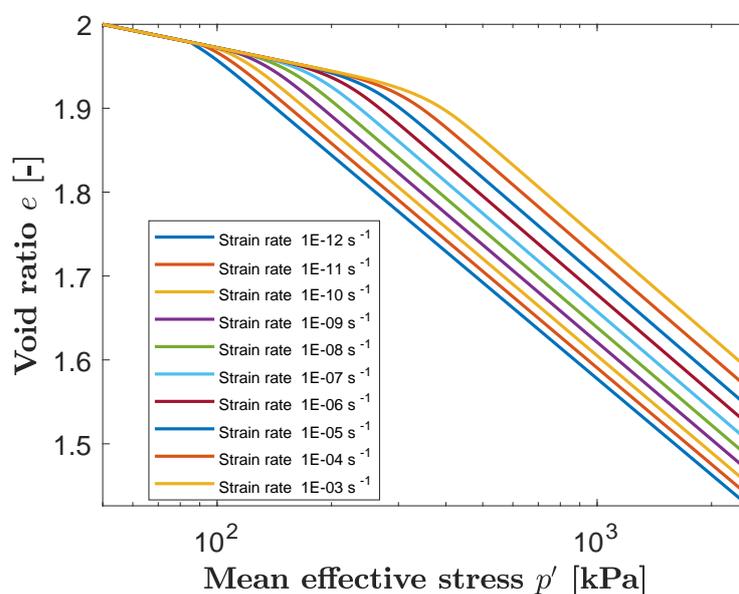


FIGURE 4.13 – Influence de la vitesse de déformation imposée sur le comportement mécanique modélisé d'un sol.

On peut remarquer que la vitesse n'a d'influence que sur la limite élastique apparente du matériau : les phases de gonflement et de compression sont affines avec le logarithme de la contrainte moyenne effective, et de pente identique pour toutes les vitesses. La limite élastique apparente augmente avec la vitesse de déformation imposée : dans notre cas d'étude, elle passe de 86 kPa pour une vitesse de déformation de  $10^{-12} \text{ s}^{-1}$  à 340 kPa pour une vitesse de déformation de  $10^{-3} \text{ s}^{-1}$ .

La vitesse a une influence directe sur la limite élastique apparente du matériau. Nous avons regroupé, dans le Tableau 4.3, la limite élastique apparente en fonction de la vitesse de déformation pour chaque courbe de consolidation calculée par le modèle.

### 4.3. Influence de la vitesse sur le comportement mécanique modélisé

Strain rate [s <sup>-1</sup> ]	10 <sup>-12</sup>	10 <sup>-11</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-3</sup>
Yield stress [kPa]	89.6	100.6	114.2	131.0	151.8	177.6	209.3	248.6	297.0	356.7

TABLE 4.3 – Influence de la vitesse de déformation sur la limite élastique apparente.

Comme déjà remarqué auparavant, la limite élastique apparente augmente avec la vitesse de déformation imposée. Une vitesse de déformation de 10<sup>-11</sup> s<sup>-1</sup> donne une valeur de la contrainte de limite élastique très proche de la limite élastique  $p_0$  imposée au modèle (voir Table 4.1).

Les Figures 4.14 et 4.15 présentent l'influence des paramètres visqueux  $N$  et  $\eta$  sur la limite élastique apparente calculée par le modèle.

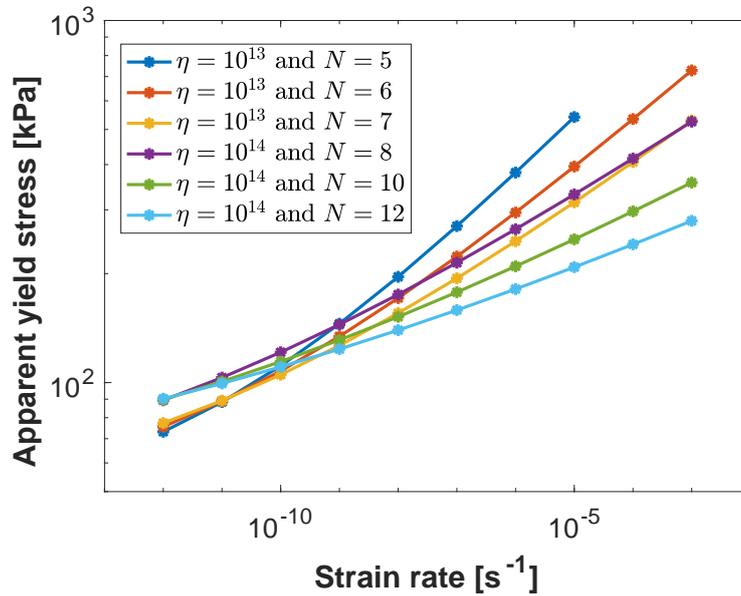


FIGURE 4.14 – Influence du paramètre visqueux  $N$  sur la limite élastique apparente pour deux valeurs de  $\eta$ .

Le logarithme de la limite élastique apparente est quasi affine en fonction du logarithme de la vitesse de déformation imposée. Le paramètre  $N$  change

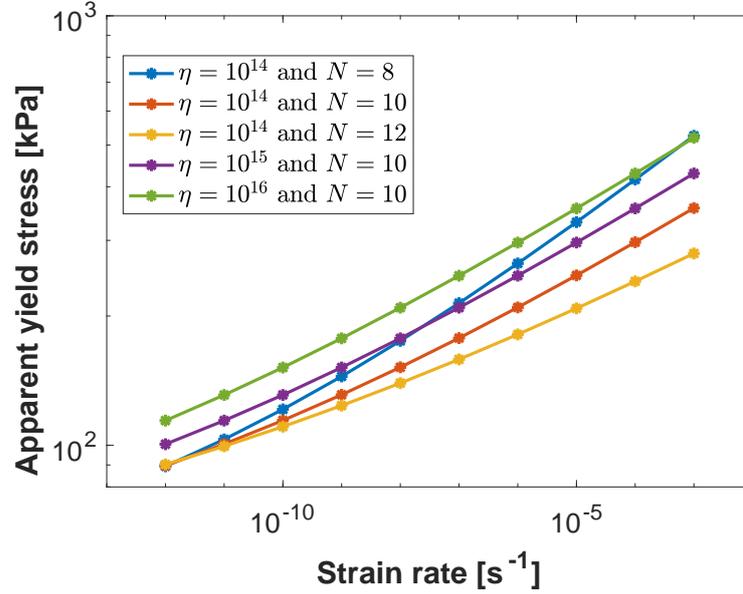


FIGURE 4.15 – Influence du paramètre visqueux  $\eta$  sur la limite élastique apparente pour trois valeurs de  $N$ .

la pente  $\beta$  de la relation entre le logarithme de la limite élastique apparente et le logarithme de la vitesse de déformation imposée : plus  $N$  est grand, plus la pente est faible. Par analyse dimensionnelle, il est possible de déterminer une vitesse de déformation pour laquelle le paramètre  $N$  n'a pas d'influence, cette vitesse ( $\dot{\epsilon}_N$ ) est définie par la relation :

$$\dot{\epsilon}_N = \frac{p_0}{\eta} \quad (4.11)$$

Nous aurions voulu expliciter le lien entre la vitesse de déformation ( $\dot{\epsilon}_N$ ) précédemment définie avec la vitesse de déformation de référence ( $\dot{\epsilon}_{ref}$ ) permettant de retrouver la valeur de la contrainte de préconsolidation introduite dans les paramètres du modèle. On peut seulement constater que la valeur de  $\dot{\epsilon}_N$  semble toujours inférieure à  $\dot{\epsilon}_{ref}$ .

Concernant la viscosité, celle-ci n'a pas d'influence sur la pente  $\beta$  de la relation entre le logarithme de la limite élastique apparente et le logarithme de la vitesse de déformation imposée. Le paramètre de viscosité  $\eta$  translate la courbe : plus  $\eta$  augmente, plus la courbe est traduite vers des limites

élastiques grande.

### 4.3.2 Lien entre la vitesse de déformation et le chemin de contrainte

La Figure 4.16 montre l'influence de la vitesse de déformation imposée sur le chemin de contrainte modélisé dans le plan de la contrainte moyenne effective et du déviateur des contraintes pour une large gamme de vitesses.

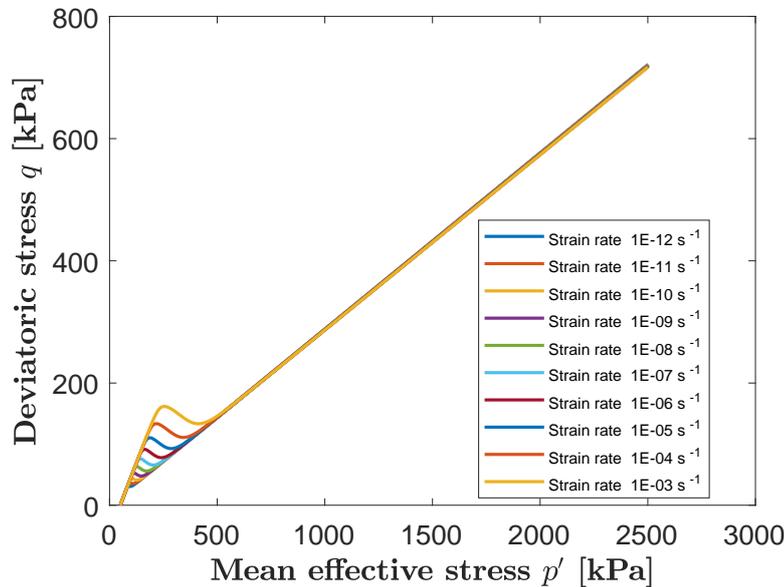


FIGURE 4.16 – Influence de la vitesse de déformation imposée sur le chemin de contrainte modélisé.

On peut noter que deux régimes sont clairement identifiables : le régime élastique pour des contraintes moyennes faibles (inférieures à 300 kPa) et le domaine visco-plastique pour des contraintes moyennes plus importantes. Dans les deux cas, la chemin de contrainte est affine. Cependant, la pente de la droite dans le domaine élastique est plus grande que la pente dans le domaine visco-plastique. La vitesse n'a pas d'influence sur le chemin de contrainte modélisé. Seule la transition entre le domaine élastique et le domaine viscoplastique est affectée par la vitesse de déformation imposée : plus la vitesse de déformation imposée est importante, plus la transition

entre le domaine élastique et le domaine visco-plastique intervient pour une contrainte moyenne effective importante. Ceci est en accord avec le résultat selon lequel plus la vitesse de déformation est grande plus la limite élastique est grande. On note une bonne correspondance entre l'allure des courbes modélisées et les courbes expérimentales obtenues à la Figure 2.22.

### 4.3.3 Lien entre la vitesse de déformation et le coefficient des terres au repos

Si on s'intéresse au coefficient des terres au repos alors on obtient la Figure 4.17.

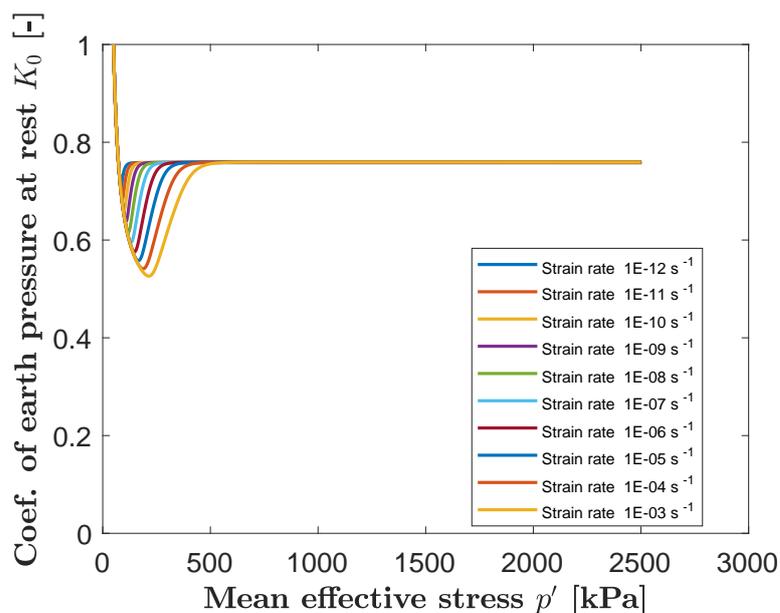


FIGURE 4.17 – Influence de la vitesse de déformation imposée sur le coefficient des terres au repos modélisé.

Le coefficient des terres au repos diminue dans un premier temps jusqu'à atteindre une valeur minimale. Ce minimum est atteint pour une contrainte moyenne effective correspondant au début du changement de pente du régime élastique au domaine élasto-plastique sur la courbe de consolidation. Ainsi, la contrainte moyenne effective correspondant au minimum du coefficient des terres au repos est inférieure ou égale à la contrainte de préconsolidation. De

plus, plus la vitesse de déformation est élevée, plus la valeur minimale du coefficient des terres au repos est faible. Par la suite, le coefficient des terres au repos augmente avec la contrainte moyenne pour tendre rapidement vers une valeur limite qui ne dépend pas de la vitesse de déformation imposée. On peut remarquer que la valeur du coefficient des terres au repos est proche de 1 pour des contraintes moyennes très faibles. Ces résultats sont en accord avec les observations expérimentales effectuées dans le Chapitre 2. En effet, sur les courbes expérimentales on retrouve la même allure pour les essais CRS : une courbe successivement décroissante puis croissante. De plus, expérimentalement, nous avons aussi constaté que le coefficient des terres au repos, pour des contraintes moyennes assez grandes, ne dépend pas de la vitesse de déformation imposée. Cependant, contrairement aux résultats de la modélisation, on note qu'expérimentalement plus la vitesse de déformation est faible, plus le minimum atteint est faible (Figure 2.29). Enfin, une différence notable entre les données expérimentales et la modélisation réalisée est le fait que pour la partie modélisation, à partir d'une contrainte moyenne effective de 500 kPa, le coefficient des terres au repos ne varie plus alors qu'expérimentalement, pour les essais CRS réalisés, on peut noter que le coefficient des terres au repos augmente légèrement jusqu'à des contraintes moyennes effectives supérieures à 1.5 MPa (Figure 2.18).

#### 4.3.4 Modélisation d'essais à vitesse de déformation variable : essais de relaxation et de fluage

Nous allons nous concentrer sur l'influence d'un changement de vitesse sur le chemin de contrainte et le coefficient des terres au repos pendant une phase de relaxation (en utilisant l'algorithme piloté en déformation) puis pendant une phase de fluage (en utilisant l'algorithme piloté en force).

##### **Pendant une phase de relaxation**

Nous avons modélisé un essai CRS à la vitesse de déformation de  $10^{-12} \text{ s}^{-1}$  en y incluant deux phases de relaxation. Les paramètres de la Table 4.1 et un coefficient de Poisson  $\nu = 0.3$  ont été considérés.

La Figure 4.18 présente l'évolution des contraintes, des déformations ainsi que le chemin de contrainte de l'essai modélisé. La durée des phases de relaxation est d'environ 10 h (cette valeur a été choisie en fonction de la vitesse de déformation imposée pour permettre de décrire précisément le phénomène).

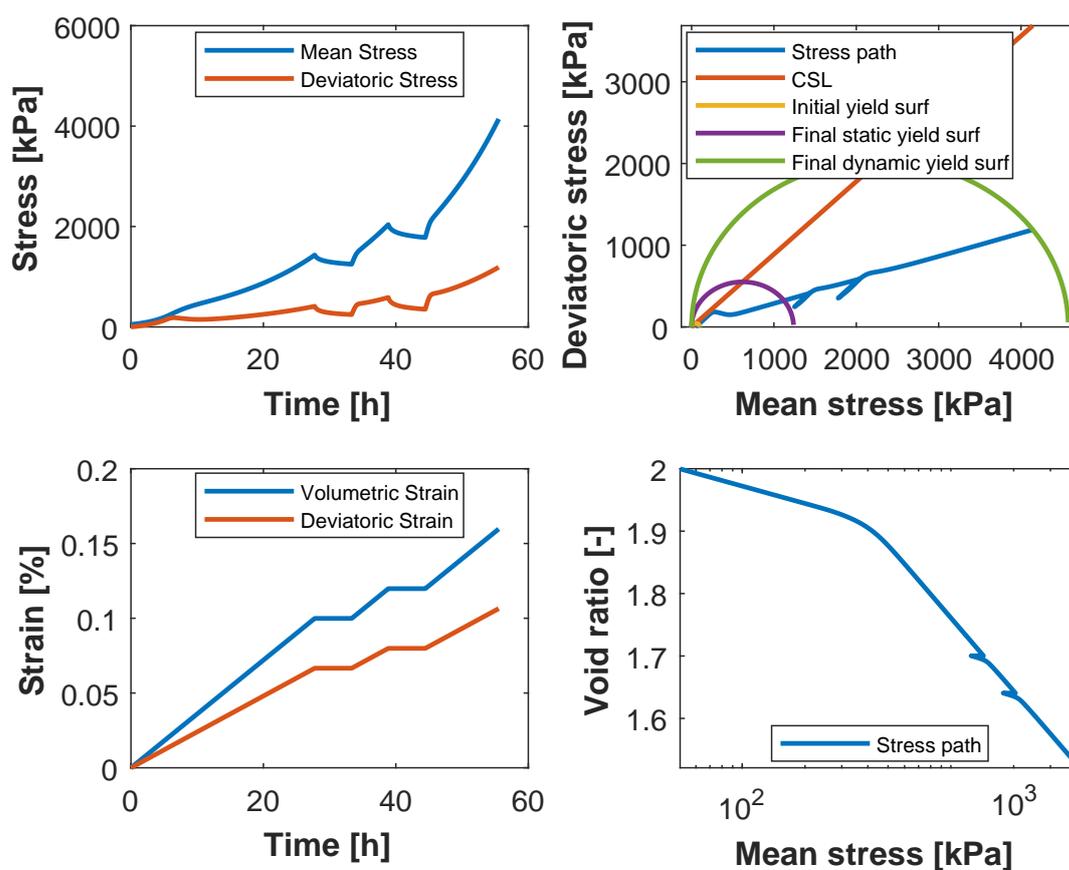


FIGURE 4.18 – Évolution des contraintes et des déformations ; chemin de contrainte et courbe de compression oedométrique pendant un essai de relaxation modélisé.

Dans la région élastique, caractérisée par une contrainte moyenne effective inférieure à 100 kPa, les contraintes volumétriques et déviatoriques coïncident alors que dans la région visco-plastique, la contrainte moyenne effective est supérieure à la contrainte déviatorique. Si l'on considère le chemin de contrainte, on peut noter que le passage du régime élastique au régime

élasto-plastique est marqué par une réorientation du chemin de contrainte : la pente du chemin de contrainte est plus importante dans le domaine élastique que dans le domaine visco-plastique. Si l'on regarde l'évolution des déformations en fonction du temps, on peut noter que pendant un essai à vitesse de déformation axiale imposée, les vitesses de déformation volumique et déviatorique sont constantes et que l'on retrouve bien  $\epsilon_v = \frac{3}{2}\epsilon_s$  (caractéristique de l'oedomètre). Enfin, la courbe de consolidation montre clairement deux régimes avec des pentes de compression oedométrique très différentes dans le domaine élastique (indice de gonflement) et dans le domaine élasto-plastique (indice de compression). Si l'on s'intéresse plus particulièrement aux deux phases de relaxation réalisées au cours de l'essai, on obtient la Figure 4.19.

On peut remarquer que pendant la phase de relaxation, le déviateur des contraintes diminue en même temps que la contrainte moyenne. Si on représente la phase de relaxation dans le plan du déviateur des contraintes et de la contrainte moyenne effective, on peut remarquer que le chemin de contrainte est affine. À la reprise de l'essai CRS, le chemin de contrainte augmente selon approximativement la même pente que durant la phase de relaxation. Puis une fois que le matériau retrouve le même état de contrainte qu'avant la phase de relaxation, le chemin de contrainte augmente avec la même pente que lors de la compression initiale. Pendant les phases de relaxation, on peut vérifier que les déformations volumique et déviatorique sont constantes. Sur la courbe de compression, les phases de relaxation sont caractérisées par un indice des vides constant et une diminution de la contrainte moyenne effective. À la reprise de l'essai CRS, la pente de la courbe de consolidation est la même que l'indice de gonflement. Il y donc une surconsolidation apparente du matériau résultant de la génération de déformations irréversibles.

Si l'on s'intéresse au coefficient des terres au repos pendant l'essai modélisé, nous obtenons la Figure 4.20.

Pendant les phases de relaxation, on peut remarquer que le coefficient des terres au repos augmente alors que la contrainte moyenne diminue de façon affine (phase  $a - b$ ). Dès que la compression reprend, le coefficient des terres au repos diminue pour finir par atteindre un minimum local  $c$  avec approximativement le même chemin que lors de la phase de relaxation. Cependant,

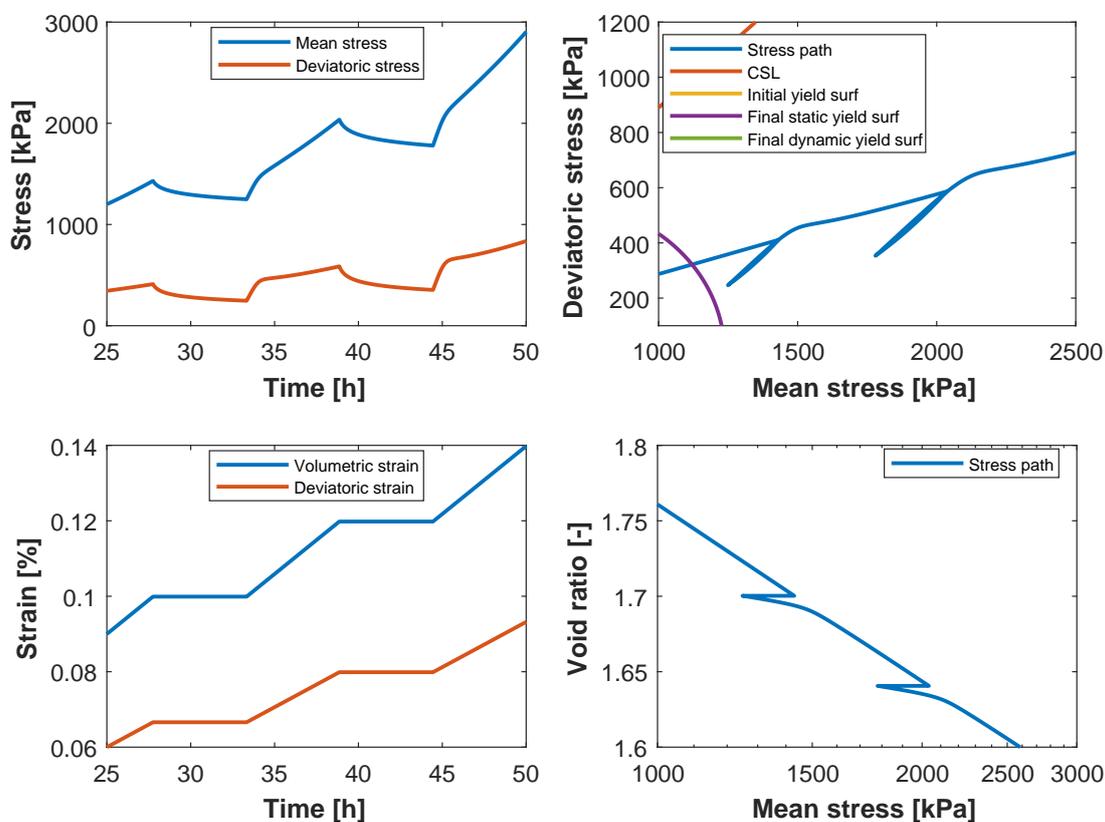


FIGURE 4.19 – Évolution des contraintes et des déformations ; chemin de contrainte et courbe de compression oedométrique pendant les deux phases de relaxation modélisées.

expérimentalement (Figure 2.28), la pente de la droite caractérisant le coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective lors de la reprise de la phase de compression ( $b - c$ ) est différente de celle pendant la phase de relaxation ( $a - b$ ). Cependant, dans l'essai expérimental et l'essai modélisé, on note l'existence d'un minimum local du coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne noté  $c$  suivie d'une phase de transition  $c - d$  pour retrouver la courbe de référence avant la phase de relaxation.

Afin de mieux comprendre le lien entre la vitesse de déformation et l'évolution du coefficient des terres au repos, nous avons simulé différents essais

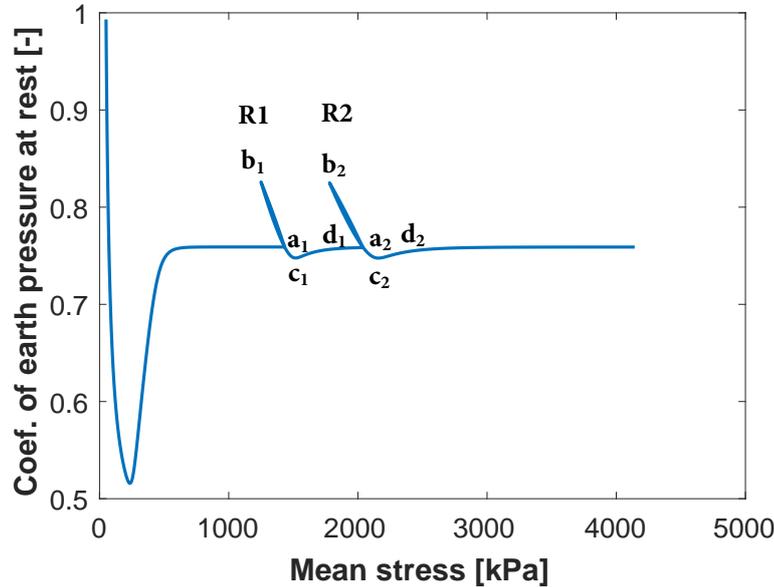


FIGURE 4.20 – Évolution du coefficient des terres au repos pendant un essai de relaxation modélisé.

de relaxation. À partir du même état initial, des essais CRS sont simulés avec différentes vitesses de déformation imposées. Une fois que la contrainte moyenne atteint la valeur de 1.5 MPa et que le déviateur des contraintes vaut 639 kPa, l'essai CRS est arrêté pour laisser place à une phase de relaxation. La Figure 4.21 montre les courbes de compression obtenues pour différentes vitesses de déformation fixées. On peut remarquer qu'en accord avec la théorie isotache, les étapes de relaxation sont effectuées pour des indices des vides légèrement différents allant de 1.63 pour la vitesse de déformation la plus faible à 1.64 pour la vitesse de déformation la plus élevée.

Si l'on s'intéresse à l'évolution des contraintes pendant la phase de relaxation imposée, on obtient les Figures 4.22.

On peut noter que la contrainte moyenne effective et le déviateur des contraintes diminuent avec le temps. Plus la vitesse de déformation à laquelle la phase de relaxation est initiée est importante, plus la diminution de la contrainte moyenne effective ou du déviateur des contraintes est importante. Si l'on regarde l'évolution du coefficient des terres au repos en fonction de la

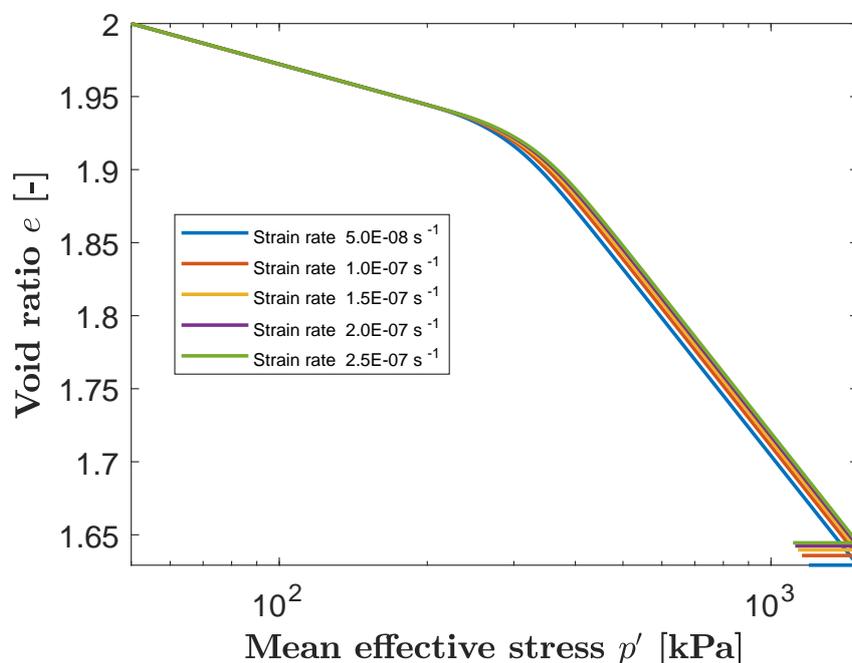
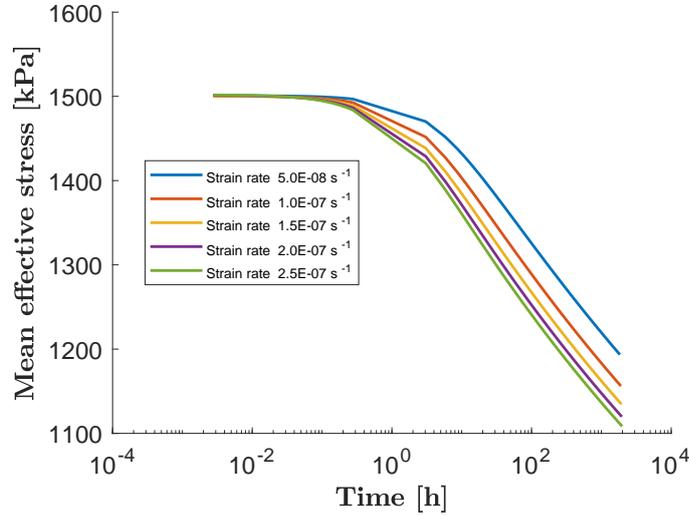


FIGURE 4.21 – Modélisation des courbes de compression oedométrique pour différents essais CRS avec une étape de relaxation.

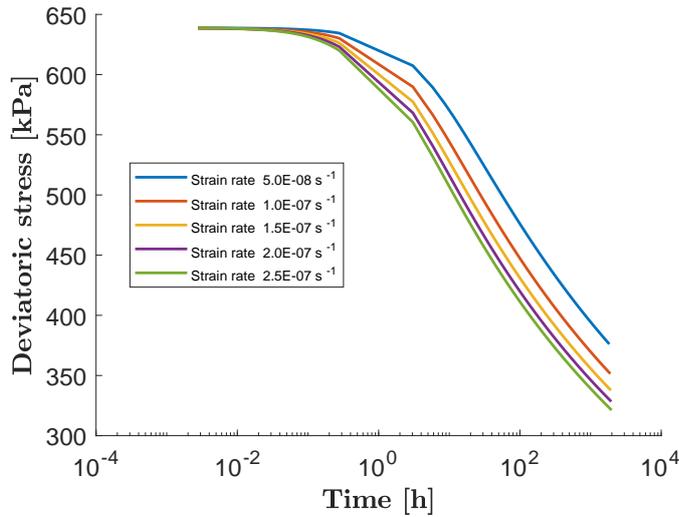
contrainte moyenne effective, alors on obtient la Figure 4.23.

La relaxation est initiée à partir du même point : à une contrainte moyenne effective égale à 1.5 MPa correspond un coefficient des terres au repos de 0.67 et ce quelle que soit la vitesse imposée. Pendant la phase de relaxation, la contrainte moyenne diminue et le coefficient des terres au repos augmente : on remarque que la relation entre le coefficient des terres au repos et la contrainte moyenne effective est affine et ce indépendamment de la vitesse de déformation imposée initialement. Après une durée de relaxation de 1000 h (points représentés par des étoiles), on remarque que les valeurs du coefficient des terres au repos sont respectivement de 0.739 et de 0.757 pour des vitesses de déformation initiales de  $5 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$  et de  $25 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ . Ainsi, seule l'amplitude de variation du coefficient des terres au repos semble affectée par la vitesse de déformation imposée par l'essai CRS : plus la vitesse de déformation imposée pendant l'essai CRS est grande, plus l'augmentation du coefficient des terres au repos pendant la phase de relaxation est importante.

### 4.3. Influence de la vitesse sur le comportement mécanique modélisé



(a) Relaxation de la contrainte moyenne effective



(b) Relaxation du déviateur des contraintes

FIGURE 4.22 – Évolution des contraintes pendant la phase de relaxation en fonction de la vitesse de déformation imposée pendant la phase de compression CRS.

#### Pendant une phase de fluage

Nous avons modélisé un essai oedométrique par palier de chargement avec une vitesse de chargement constante entre deux phases de fluage au cours

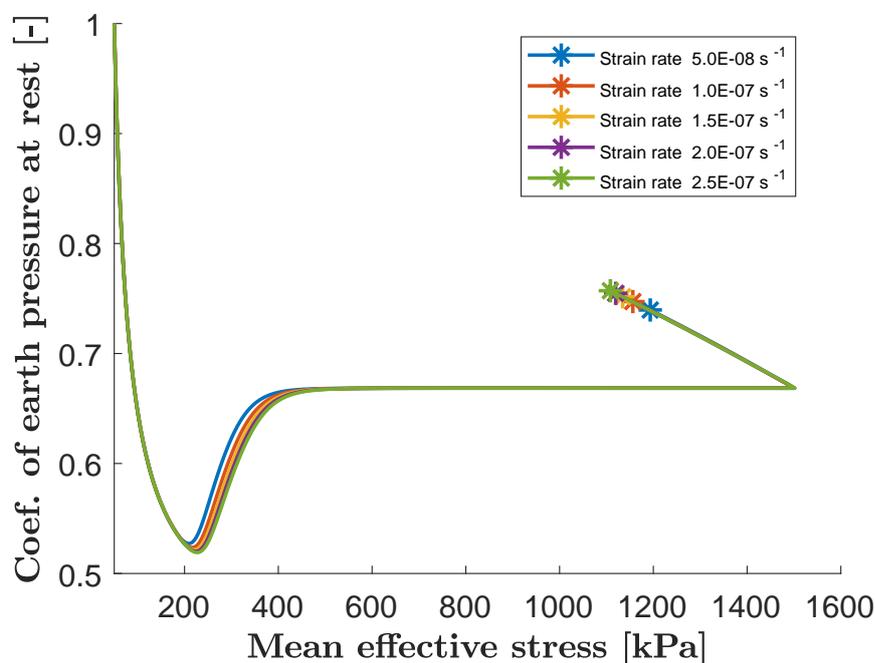


FIGURE 4.23 – Modélisation de l'évolution du coefficient des terres au repos en fonction de la contrainte moyenne effective pour différentes vitesses de déformation. Les étoiles correspondent aux valeurs du coefficient des terres au repos au bout de 1000 h.

de l'essai. Nous utilisons les paramètres de la Table 4.1 avec une vitesse de chargement constante de 300 kPa/s, un coefficient de Poisson  $\nu = 0.3$  et une loi d'écoulement associée.

La Figure 4.24 présente l'évolution des contraintes, des déformations ainsi que le chemin de contrainte de l'essai modélisé.

L'augmentation des contraintes modélisée est quasi instantanée ce qui reflète bien un essai oedométrique par palier de chargement. On peut remarquer que dans le plan du déviateur des contraintes et de la contrainte moyenne, la surface de charge statique et la surface de charge dynamique ne coïncident pas à la fin de l'expérience modélisée, cela provient du fait que la dernière phase est une phase de chargement. Si l'on s'intéresse plus particulièrement aux deux phases de fluage réalisées au cours de l'essai, on obtient la Figure 4.25.

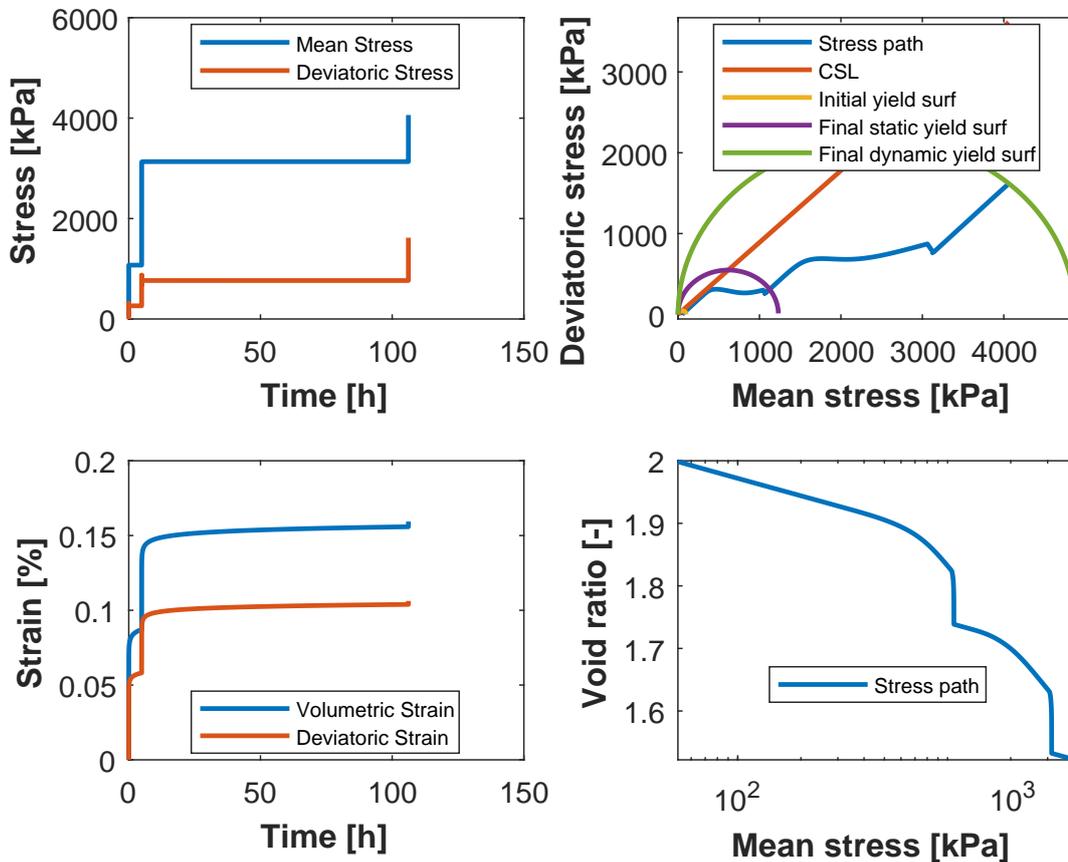


FIGURE 4.24 – Évolution des contraintes et des déformations; chemin de contrainte et courbe de compression oedométrique pendant un essai de fluage modélisé.

On peut remarquer que pendant la phase de fluage, le déviateur des contraintes diminue alors que la contrainte moyenne augmente. Cependant, à la reprise de l'essai de compression à vitesse de chargement constante, le chemin de contrainte retrouve le chemin de contrainte caractérisant le matériau. Si on s'intéresse au coefficient des terres au repos pendant l'essai modélisé, nous obtenons la Figure 4.26.

Pendant les phases de fluage, on peut remarquer que le coefficient des terres au repos augmente avec la contrainte moyenne de façon affine et que la pente de la relation entre le coefficient des terres au repos et la contrainte

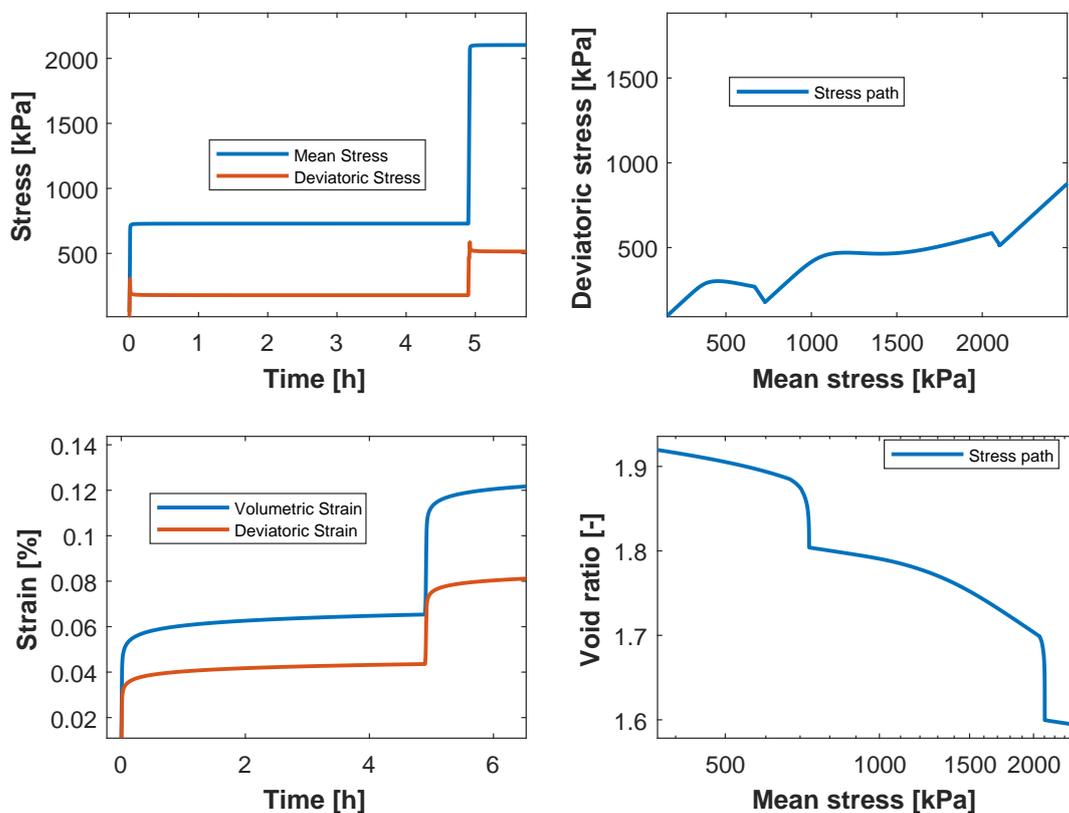


FIGURE 4.25 – Évolution des contraintes et des déformations ; chemin de contrainte et courbe de compression oedométrique pendant les deux phases de fluage modélisées.

moyenne dépend du niveau de la contrainte moyenne : plus la phase de fluage ( $a-b$ ) est réalisée à une contrainte moyenne élevée, moins la pente de la relation affine est importante. Ceci correspond aux observations expérimentales (Figure 2.13). Cependant l'amplitude de variation du coefficient des terres au repos ne semble pas dépendre du niveau de contrainte moyenne. Dès que la compression reprend, à partir de  $b$ , le coefficient des terres au repos diminue jusqu'à un minimum local en  $c$  puis augmente de nouveau. La courbe retrouve alors la courbe de référence en  $d$ .

L'ensemble des résultats de modélisation sont qualitativement compatibles avec les observations expérimentales. Nous allons donc ajuster le mo-

#### 4.4. Calibration du modèle et comparaison avec les données expérimentales

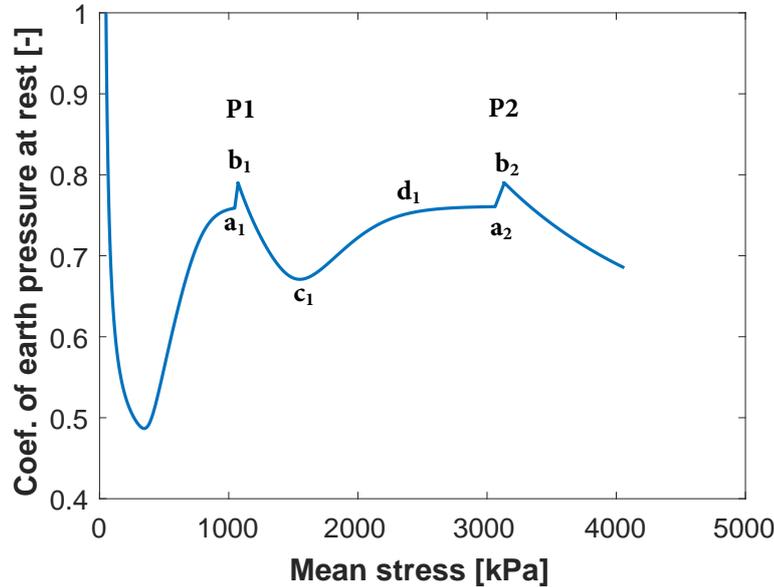


FIGURE 4.26 – Évolution du coefficient des terres au repos pendant un essai de fluage modélisé.

dèle développé aux données expérimentales.

### 4.4 Calibration du modèle et comparaison avec les données expérimentales

Nous avons vu que le modèle permet de reproduire qualitativement les effets observés expérimentalement sur le chemin de contrainte et sur le coefficient des terres au repos. Nous allons ajuster le modèle aux résultats expérimentaux et commençons par décrire la méthode d'ajustement des différents paramètres aux données expérimentales.

#### 4.4.1 Méthode de calage des paramètres

Il n'a pas été possible de mettre en place un algorithme déterministe de choix des paramètres pour le calage du modèle sur les courbes expérimentales. Les paramètres sont donc ajustés manuellement. Nous allons détailler quel est le

rôle de chaque paramètre et son influence sur le comportement mécanique modélisé :

- La pente de l'état critique  $M$  est choisie à partir de la littérature et ne dépend pas de la vitesse de déformation (Li et Baudet, 2016).
- Le coefficient de compressibilité  $\lambda$  est déterminé par la pente dans le domaine plastique. Il est recherché dans un voisinage des valeurs expérimentales rencontrées sur la Figure 2.8.
- Le coefficient de gonflement  $\kappa$  détermine la pente de la courbe de consolidation dans le domaine élastique. Il est très difficile à déterminer dans notre cas sauf dans le cas d'une décharge élastique.
- La limite élastique initiale  $p_0$  est choisie à une valeur faible car dans chaque essai il n'a pas été identifié de domaine élastique mais une valeur trop proche de 0 fait diverger l'algorithme.
- La contrainte initiale  $p_{init}$  est initialisée à une valeur telle que l'OCR soit environ de deux.
- Le coefficient de Poisson  $\nu$  influence légèrement la pente du chemin de contrainte dans le domaine élastique et le domaine visco-plastique comme remarqué sur la Figure 4.11.
- L'indice des vides initial  $e_0$  est déterminé à partir de l'état initial des éprouvettes testées lors des essais.
- La vitesse de déformation est déterminée à partir de l'évolution des déformations mesurées par les LVDT.
- Le paramètre visqueux  $N$  conditionne l'influence de la vitesse sur le comportement visco-plastique, plus  $N$  est faible, plus l'influence de la vitesse est grande (cf section 4.3).
- La viscosité  $\eta$  influence seulement la valeur de la limite élastique apparente.

#### 4.4. Calibration du modèle et comparaison avec les données expérimentales

Nous avons fixé les valeurs des paramètres mécaniques avec l'essai CRS1 puis nous avons déterminé les paramètres visqueux avec l'essai CRS3 présentés dans la Section 2.1.3. Il convient donc de fixer le paramètre  $N$  qui contrôle l'influence de la vitesse sur le comportement mécanique à l'aide de deux essais CRS. La Table 4.4 présente les paramètres ajustés.

Paramètre	Valeur
Indice des vides initial	$e_0 = 1.6$
Limite élastique initiale	$p_0 = 20 \text{ kPa}$
Contrainte initiale	$p_{init} = 10 \text{ kPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0.3$
Pente de l'état critique	$M = M_2 = 0.89$
Coefficient de compressibilité	$\lambda = 0.175$
Coefficient de gonflement	$\kappa = 0.04$
Paramètre visqueux	$N = 8$
Viscosité	$\eta = 10^{15} \text{ kPa}\cdot\text{s}$

TABLE 4.4 – Paramètres utilisés pour le modèle (loi d'écoulement associée).

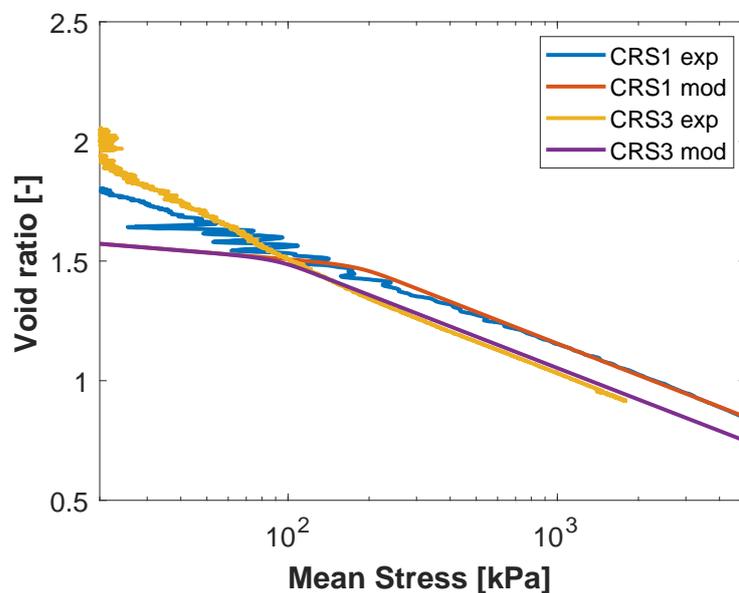
#### 4.4.2 Correspondance entre le modèle et les données expérimentales

Afin d'ajuster le plus fidèlement le modèle aux données expérimentales, nous allons tester par la suite deux cas pour notre modélisation : tout d'abord nous utiliserons une loi d'écoulement associée puis une loi d'écoulement non associée.

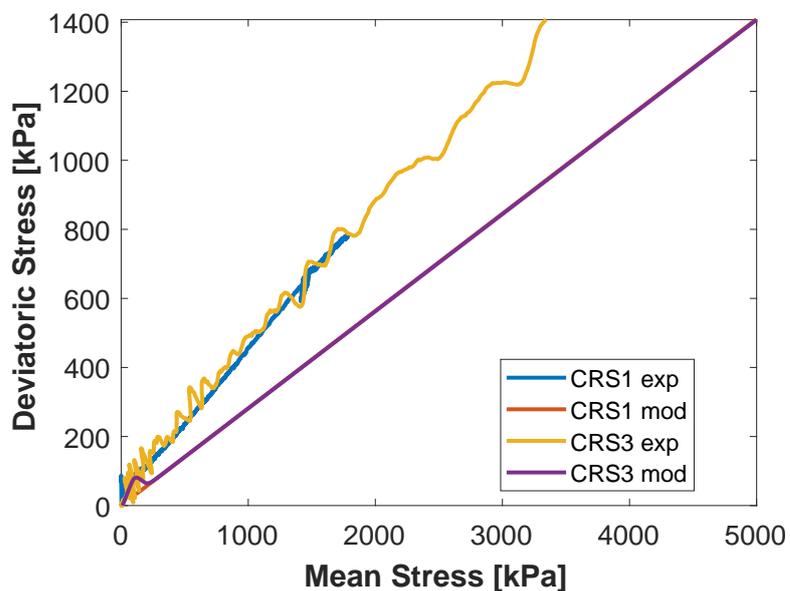
##### Cas d'une loi d'écoulement associée

La Figure 4.27 présente la correspondance entre les deux essais CRS1 et CRS3 et la modélisation qui en est faite avec une loi d'écoulement associée.

Alors qu'une bonne correspondance peut être observée entre la modélisation et les essais expérimentaux sur la courbe de consolidation (Figure 4.27(a)), on peut remarquer que les chemins de contrainte (Figure 4.27(b)) ne correspondent pas du tout. En effet, bien que le chemin de contrainte ne dépende



(a) Courbe de consolidation



(b) Chemin de contrainte

FIGURE 4.27 – Calibration du modèle à partir de deux essais CRS (CRS1 et CRS3) avec une loi d'écoulement associée.

#### 4.4. Calibration du modèle et comparaison avec les données expérimentales

---

pas de la vitesse de déformation imposée, les courbes expérimentales et modélisées ne coïncident pas du tout et ce quelle que soit la valeur du coefficient de Poisson imposée. Et comme d'après l'étude des paramètres réalisée, aucun autre paramètre du modèle ne permet de changer la pente du chemin de contrainte, nous avons utilisé une règle d'écoulement non associée, comme présenté dans la sous-section suivante.

##### Cas d'une loi d'écoulement non associée

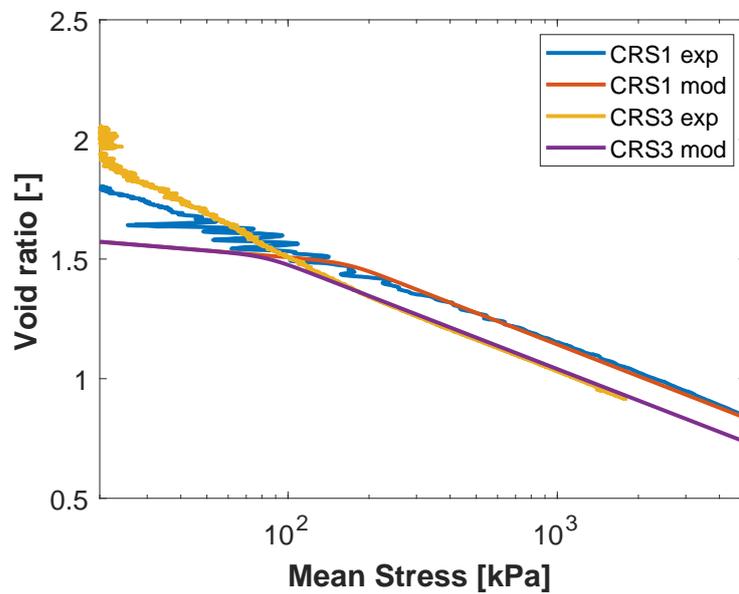
Un autre paramètre  $M_2$  a été introduit en lieu et place de la pente de l'état critique  $M$  dans la loi d'écoulement. Ce nouveau paramètre  $M_2$  permet de changer la pente du chemin de contrainte : plus  $M_2$  est grand, plus la pente du chemin de contrainte est importante et donc plus le déviateur des contraintes est fort. Après avoir optimisé la valeur de  $M_2 = 1.2$  en conservant les autres paramètres, nous obtenons les Figures 4.28.

Nous obtenons alors une très bonne correspondance entre le modèle et les données expérimentales autant du côté de la courbe de compression (Figure 4.28(a)) que sur le chemin de contrainte (Figure 4.28(b)). L'utilisation d'une loi d'écoulement non associée est donc indispensable pour pouvoir modéliser convenablement le chemin de contrainte en condition oedométrique. Pour la suite, nous utiliserons donc une loi d'écoulement non associée.

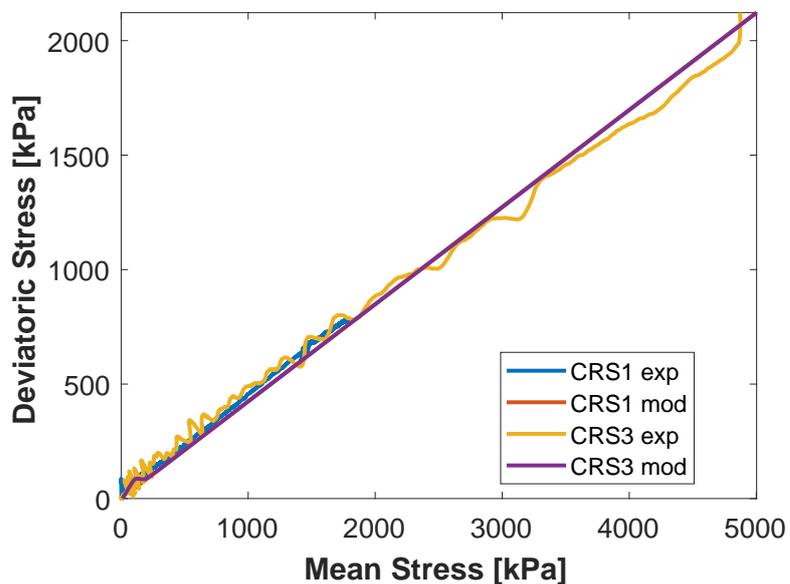
#### 4.4.3 Prédiction des autres essais expérimentaux

En utilisant les paramètres déterminés précédemment, nous avons simulé l'essai CRS3 à une vitesse donnée et nous avons comparé les résultats avec l'essai réalisé expérimentalement.

La Figure 4.29(a) montre une très bonne correspondance entre la courbe de compression prédite par le modèle et les données expérimentales. Du côté du chemin de contrainte (Figure 4.29(b)), on peut remarquer qu'expérimentalement, le chemin de contrainte de l'essai CRS2 est plus éloigné des autres essais, alors que numériquement, on retrouve le même chemin de contrainte que pour les autres essais CRS. Il est probable que l'écart entre les chemins



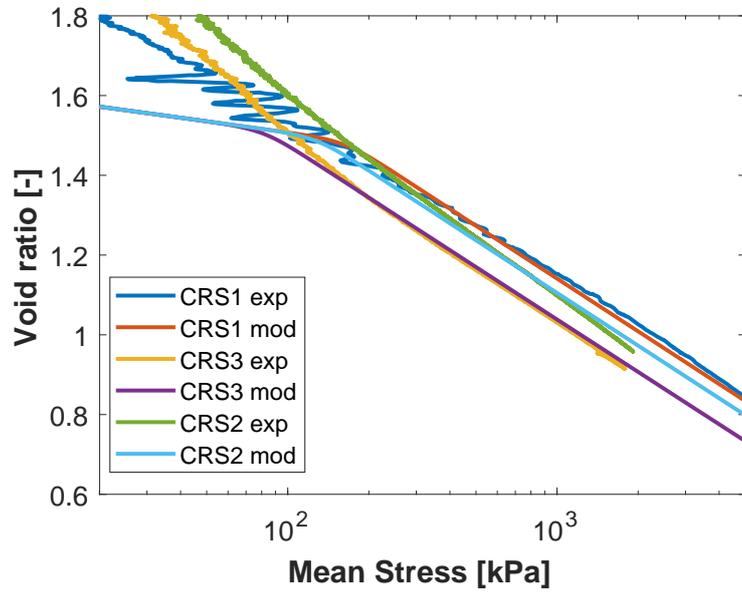
(a) Courbe de consolidation



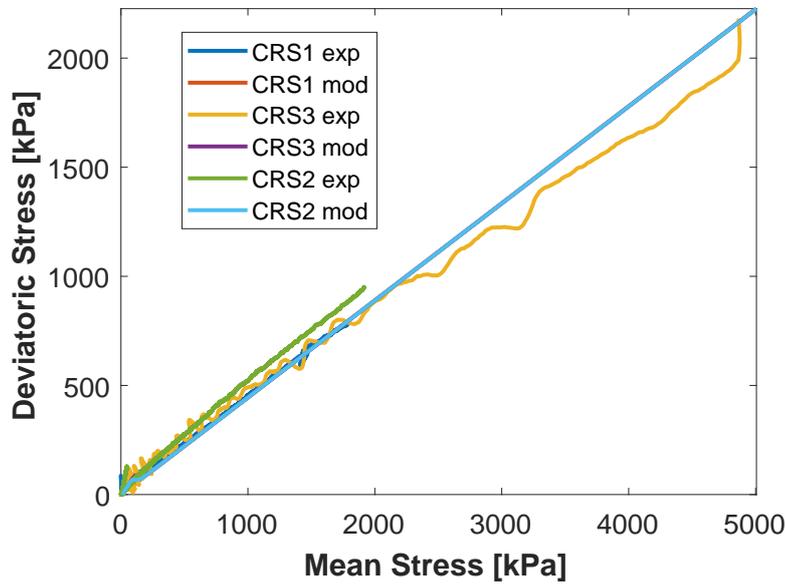
(b) Chemin de contrainte

FIGURE 4.28 – Calibration du modèle à partir de deux essais CRS (CRS1 et CRS3) avec une loi d'écoulement non associée.

#### 4.4. Calibration du modèle et comparaison avec les données expérimentales



(a) Courbe de consolidation



(b) Chemin de contrainte

FIGURE 4.29 – Prédiction de l'essai CRS2 à partir du modèle et comparaison avec les données expérimentales.

de contrainte identifiés expérimentalement est dû aux imprécisions expérimentales.

La modélisation des essais expérimentaux par le modèle élasto/visco-plastique est donc tout à fait concluante et permet, si l'on introduit une loi d'écoulement non associée, de simuler les essais expérimentaux tant pour la courbe de compression que pour le chemin de contrainte.

## 4.5 Conclusion

Nous avons exposé dans cette partie l'algorithme utilisé pour modéliser le comportement mécanique différé de sols en condition oedométrique avec un contrôle en déformation ou en force. Avec le modèle élasto/visco-plastique utilisé, il est possible de simuler le comportement mécanique différé d'une argile saturée en condition oedométrique. Nous avons constaté que les paramètres élastiques ont une grande influence sur le chemin de contrainte. À partir de deux essais CRS, il est possible de déterminer l'ensemble des paramètres du modèle. De plus, nous avons constaté une bonne corrélation entre l'essai prédit et l'essai expérimental mais pour cela il faut utiliser une règle d'écoulement non associée. Les résultats expérimentaux décrits dans le Chapitre 2 : le chemin de contrainte et donc le coefficient des terres au repos ne dépendent pas de la vitesse de déformation imposée dans le domaine visco-plastique. Ainsi, le coefficient des terres au repos apparaît comme une propriété de nature du matériau. Pendant une phase de fluage ou de relaxation, la diminution de la vitesse de déformation visco-plastique induit une augmentation du coefficient des terres au repos. De plus, la modélisation a montré que plus la vitesse de déformation à laquelle une phase de relaxation est initiée est importante, plus l'amplitude de variation des contraintes et du coefficient des terres au repos pendant la phase de relaxation est importante.

## 4.6 Perspectives

Nous avons fait le choix d'introduire une loi d'écoulement non associée pour permettre une modélisation satisfaisante du chemin de contrainte. Cependant, il serait intéressant de voir si, en lieu et place d'une loi d'écoulement non associée, la prise en compte de l'anisotropie, par exemple à travers un écrouissage cinématique tel qu'introduit par [Baudet et Stallebrass \(2004\)](#), permet d'obtenir une modélisation convenable des résultats expérimentaux.



# Synthèse : le comportement mécanique différé en condition saturée et isotherme

L'étude expérimentale du comportement différé des géomatériaux à été largement abordée dans ce travail. Nous avons pu identifier, en condition oedométrique et isotherme, l'influence des effets de vitesse sur l'état de contrainte d'une éprouvette. Ce travail a montré qu'à vitesse de déformation constante, l'état de contrainte de l'éprouvette ne dépend pas de la vitesse de déformation imposée : ceci démontre que le chemin de contrainte et la valeur finale du coefficient des terres au repos d'un matériau argileux sont une caractéristique de nature du sol et non d'état du matériau. Seuls les changements de vitesse de déformation induisent des variations du chemin de contrainte et donc du coefficient des terres au repos expliquant ainsi les constats expérimentaux réalisés par [Mesri et Castro \(1987\)](#). En effet, lors d'une phase de fluage, la vitesse de déformation visco-plastique décroît pour tendre vers une vitesse de déformation nulle : c'est cette variation de vitesse de déformation qui est à l'origine du changement du coefficient des terres au repos mesuré par [Mesri et Castro \(1987\)](#).

Un cadre de modélisation élasto/visco-plastique a été proposé pour prendre en compte les effets de vitesse sur le comportement mécanique en condition oedométrique. L'étude de l'impact de chaque paramètre a été réalisée et a permis d'identifier le rôle de chaque paramètre sur le comportement mécanique du sol modélisé. À la faveur de l'utilisation d'une loi d'écoulement non associée, il est possible de modéliser et de prédire de manière satisfaisante

## Synthèse

---

le comportement mécanique d'une éprouvette d'argile en condition oedométrique.

## Deuxième partie

Influence de la température et de  
l'humidité relative sur de  
comportement mécanique différé



## Chapitre 5

# État de l'art : influence de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique des géomatériaux

---

**T**HIS CHAPTER is dedicated to *Thermo-Hydro-Mechanical couplings*. A literature review of the effects of temperature and relative humidity on the mechanical behaviour of geomaterials was carried out. The elastic properties of geomaterials do not appear to be affected by temperature or relative humidity. Concerning the plastic domain, the compression index is independent of temperature but increases with an increasing suction. The influence of temperature on the preconsolidation stress depends on the nature of the material under consideration. Indeed, for sands or granular materials, the loading surface is thermo-expansive: the yield stress increases with an increase of temperature whereas. For a clay soil, the loading surface is thermo-shrinking: the yield stress decreases with an increase of temperature. Unconfined compressive strength is also affected by a change of temperature

*or relative humidity. An increase in suction induces an increase in the unconfined compressive strength, and an increase in temperature seems to increase the value of the unconfined compressive strength. Then, we focused on the models allowing to take into account the effects of temperature and relative humidity on the time-dependent behavior. Regarding the relative humidity effects, these are taken into account through conventional unsaturated models such as BBM (Barcelona Basic Model) for soils or a model based on poromechanics theory for rocks. These models are then modified to take into account the effects of speed with an apparent yield limit which depends on the rate of deformation. Concerning the effects of temperature, only the apparent yield limit is modified by a change of temperature. However, the influence of temperature is limited to isothermal conditions: transient effects induced by a change in temperature are not considered. The complete modeling of delayed effects as well as THM couplings still requires significant understanding and development efforts.*

---

**C**E CHAPITRE est dédié aux couplages Thermo-Hydro-Mécaniques. Une étude bibliographique des effets de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique des géomatériaux a été effectuée. Les propriétés élastiques des géomatériaux ne semblent pas affectées par la température ou l'humidité relative. Concernant le domaine plastique, l'indice de compression est indépendant de la température mais augmente avec une augmentation de la suction. L'influence de la température sur la contrainte de préconsolidation dépend de la nature du matériau considéré. En effet, pour un sable ou un matériau granulaire, la surface de charge est thermo-extensive alors que pour un sol argileux, la surface de charge est thermo-rétrécissante. La résistance en compression simple est aussi affectée par la température et l'humidité relative. Une augmentation de la suction induit une élévation de la résistance en compression simple. De même, une augmentation de température semble accroître la valeur de la résistance en compression simple. Nous nous sommes ensuite concentrés sur les modèles permettant la prise en

---

*compte des effets de température et d'humidité relative sur le comportement différé. Concernant les effets d'humidité relative, ceux-ci sont pris en compte à travers des modèles non saturés classiques tels que BBM (Barcelona Basic Model) pour les sols ou un modèle basé sur la théorie poromécanique endommageable pour les roches. Ces modèles sont alors modifiés pour prendre en compte les effets de vitesse avec une limite élastique apparente qui dépend de la vitesse de déformation. Pour les effets de température, seule la limite élastique apparente est modifiée par un changement de température. Cependant, l'influence de la température est limitée aux conditions isothermes : les effets transitoires induits par un changement de température ne sont pas considérés. La modélisation complète des effets différés ainsi que des couplages THM demande encore des efforts de compréhension et de développement importants.*

---

La température et l'humidité relative sont deux facteurs environnementaux susceptibles de rencontrer de fortes variations dans un contexte de changements climatiques. Ces deux facteurs ont un impact non négligeable sur les propriétés mécaniques des géomatériaux. Nous appellerons couplages Thermo-Hydro-Mécaniques (THM) l'influence de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique des géomatériaux.

Dans ce chapitre, dans un premier temps, quelques éléments de mécanique des sols non saturés seront exposés, puis les différents dispositifs expérimentaux permettant de caractériser les couplages THM seront présentés. Par la suite, nous établirons une synthèse des travaux expérimentaux portant sur l'influence de la température et de l'humidité relative sur le comportement des géomatériaux. Enfin, nous développerons les modifications apportées aux modèles précédemment présentés pour prendre en compte les effets de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique différé.

## 5.1 Éléments de mécanique des sols non saturés

La mécanique des sols non saturés permet de rendre compte de l'influence de deux phases fluides que sont l'air et l'eau sur le comportement mécanique des sols. Une variable d'état est introduite pour caractériser le système étudié : la succion ( $s$ ). La succion est définie comme "la quantité de travail par unité de volume d'eau pure, nécessaire pour transporter de façon réversible, isotherme, à altitude constante et à la pression atmosphérique, une quantité infinitésimale d'eau depuis un état d'eau pure loin du sol, à celui d'eau interstitielle dans le sol non saturé" (définition issue du Symposium on Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, Statement of the advisory panel (Delage et Cui, 2000)). La succion (appelée succion totale) est classiquement décomposée en deux contributions : la succion matricielle ( $s_m$ ) et la succion osmotique ( $s_o$ ) (Gens, 2009) :

$$s_{tot} = s_m + s_o$$

La succion matricielle intègre à la fois les contributions des effets capil-

lares et des effets d'adsorption. L'adsorption est un phénomène physique défini par "une augmentation de la concentration d'une substance dissoute à l'interface d'une phase condensée et liquide due au fonctionnement des forces de surface" (Nič *et al.*, 2009). En fonction du type de sol, la quantité d'eau adsorbée varie. Dans un sol granulaire, l'adsorption permet l'existence d'un film d'eau autour des grains solides. Pour les sols fins, la quantité d'eau adsorbée par unité de masse de sol est plus importante en raison de leur plus grande surface spécifique. La capillarité est induite par les forces de tension superficielle entre la phase liquide et la phase gazeuse qui peuvent provoquer la courbure de l'interface entre l'air et l'eau et donc une différence entre la pression d'eau et la pression de fluide. La succion matricielle est égale à la différence entre la pression de la phase gazeuse ( $u_a$ ) et la pression de la phase liquide ( $u_w$ ).

$$s_m = u_a - u_w$$

La succion osmotique, ou pression osmotique, est induite par la présence de sels dans la phase liquide. En effet, les sels en solution aqueuse, en fonction de leurs concentrations, modifient la capacité de rétention d'eau du sol. Cette composante est généralement négligée en géotechnique pour les sols granulaires.

Par la suite, nous appellerons succion la succion totale. La succion varie entre 0 pour les sols saturés et plusieurs centaines de mégapascals pour les sols secs.

L'humidité relative ( $H_r$ ) est définie comme le rapport entre la pression de vapeur de l'eau dans l'air ( $p_v$ ) et la pression de vapeur saturante ( $p_v^{sat}$ ).

$$H_r = \frac{p_v}{p_v^{sat}}$$

Le lien entre l'humidité relative et la succion est établi par la loi de Kelvin (Coussy, 2010) :

$$s = -\frac{RT\rho_w}{M_w} \ln(H_r) \quad (5.1)$$

avec  $R$  la constante universelle des gaz parfaits,  $T$  la température absolue,  $\rho_w$  la masse volumique de l'eau et  $M_w$  la masse molaire de l'eau. Ainsi, à une

humidité relative de 100% correspond une succion nulle et à une humidité relative de 10% correspond une succion de 316 MPa.

L'état de saturation d'un sol est traduit par le degré de saturation ( $S_r$ ), rapport du volume d'eau ( $V_w$ ) sur le volume des vides ( $V_v$ ).

$$S_r = \frac{V_w}{V_v}$$

Une saturation de 100% correspond donc à un état où les vides sont entièrement occupés par la phase liquide, c'est-à-dire à un état saturé, et une saturation de 0% correspond quant à elle à un état sec, sans phase liquide. En fonction de la saturation, différents domaines hydriques peuvent être définis, du moins saturé au plus saturé (Salager, 2007) (Figure 5.1) :

- Le domaine hygroscopique dans lequel l'eau se trouve uniquement sous forme adsorbée autour des grains solides. La phase liquide est discontinue et la phase gazeuse est quant à elle continue.
- Le domaine pendulaire dans lequel l'eau liquide forme des ponts entre les grains. La phase gazeuse et la phase liquide ne sont pas continues. C'est un domaine de transition entre le domaine hygroscopique et le domaine funiculaire.
- Le domaine funiculaire dans lequel la phase gazeuse est uniquement présente sous forme de bulles d'air occluses. La continuité de la phase liquide est assurée alors que la phase gazeuse n'est pas continue.

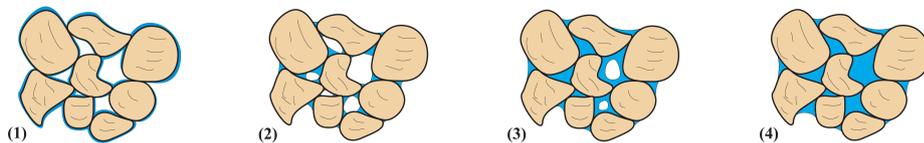


FIGURE 5.1 – Schéma des différents domaines hydriques d'un sol non saturé : (1) état hygroscopique, (2) état pendulaire, (3) état funiculaire, (4) état saturé (Salager, 2007).

La courbe de rétention d'un matériau caractérise la teneur en eau  $w$  d'un matériau en fonction de la succion. La teneur en eau massique est le rapport de la masse d'eau sur la masse sèche du matériau.

$$w = \frac{M_w}{M_s} \quad (5.2)$$

avec  $M_w$  la masse d'eau de l'éprouvette et  $M_s$  la masse sèche de l'éprouvette.

Les isothermes de sorption/désorption relient la teneur en eau d'un matériau à l'humidité relative de l'air ; elles sont très largement utilisées dans les domaines de l'agronomie et de l'agroalimentaire et caractérisent le domaine hygroscopique. La courbe de rétention, utilisée quant à elle dans le domaine de la mécanique des matériaux et de la géotechnique, vise à caractériser le comportement hydrique sur l'ensemble des domaines hydriques (depuis le domaine hygroscopique où l'eau liquide est uniquement présente sous forme adsorbée autour des grains, jusqu'au domaine saturé, en passant par le domaine funiculaire dans lequel l'eau liquide constitue une phase continue où l'air est présent sous forme de bulles occluses).

## 5.2 Dispositifs expérimentaux d'étude des couplages Thermo-Hydro-Mécaniques

Dans cette section, nous allons détailler les différents dispositifs expérimentaux développés pour l'étude des couplages THM en condition non saturée permettant d'imposer à la fois la température et une humidité relative aux éprouvettes testées. Dans un premier temps, nous nous attarderons sur les solutions techniques permettant d'imposer la température et l'humidité relative à une éprouvette. Par la suite, nous nous intéresserons aux dispositifs expérimentaux en conditions triaxiales puis en conditions oedométriques. L'enjeu de ces dispositifs est de pouvoir contrôler à la fois l'état de contrainte, la température et la succion de l'éprouvette testée.

### 5.2.1 Méthodes de contrôle de l'humidité relative

Concernant l'imposition de l'humidité relative et de la succion, [Delage et Cui \(2000\)](#) détaillent les différentes méthodes de contrôle de la succion. Les techniques de contrôle les plus couramment utilisées sont détaillées par la suite.

**Contrôle par phase vapeur** La technique de contrôle par phase vapeur consiste à placer l'éprouvette dans une atmosphère fermée (dessiccateur). L'humidité relative de l'atmosphère est imposée par une solution saline saturée. Chaque solution saline impose, en fonction de sa concentration et des espèces chimiques qui la composent, une humidité relative spécifique (Table 5.1). La méthode est détaillée dans l'étude de [Young \(1967\)](#).

<b>Solution saline saturée</b>	<b>Humidité relative [%]</b>	<b>Succion [MPa]</b>
K <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	97	4.2
NaCl	76	37.8
NaNO <sub>2</sub>	66	57.3
Mg(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	55	82.4
K <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>	44	137.8

TABLE 5.1 – Succion et humidité relative correspondante en fonction de la solution saline saturée utilisée à 20 °C.

La technique d'imposition de l'humidité relative par phase vapeur permet d'atteindre des humidités relatives comprises entre 9 et 99%. Cependant, le nombre de solutions salines étant limité, il n'est possible d'atteindre avec cette méthode qu'un nombre discret d'humidités relatives. Les échanges hydriques par phase vapeur sont lents ce qui demande une longue phase d'équilibration. Il est important de bien contrôler la température des solutions salines car la température influence la solubilité des sels dans l'eau et donc l'humidité relative imposée à la phase vapeur en équilibre. La Figure 5.2 caractérise la variation de l'humidité relative imposée à la phase vapeur en équilibre avec la solution saline saturée en fonction de la température pour différents sels ([Tang et Cui, 2005](#)).

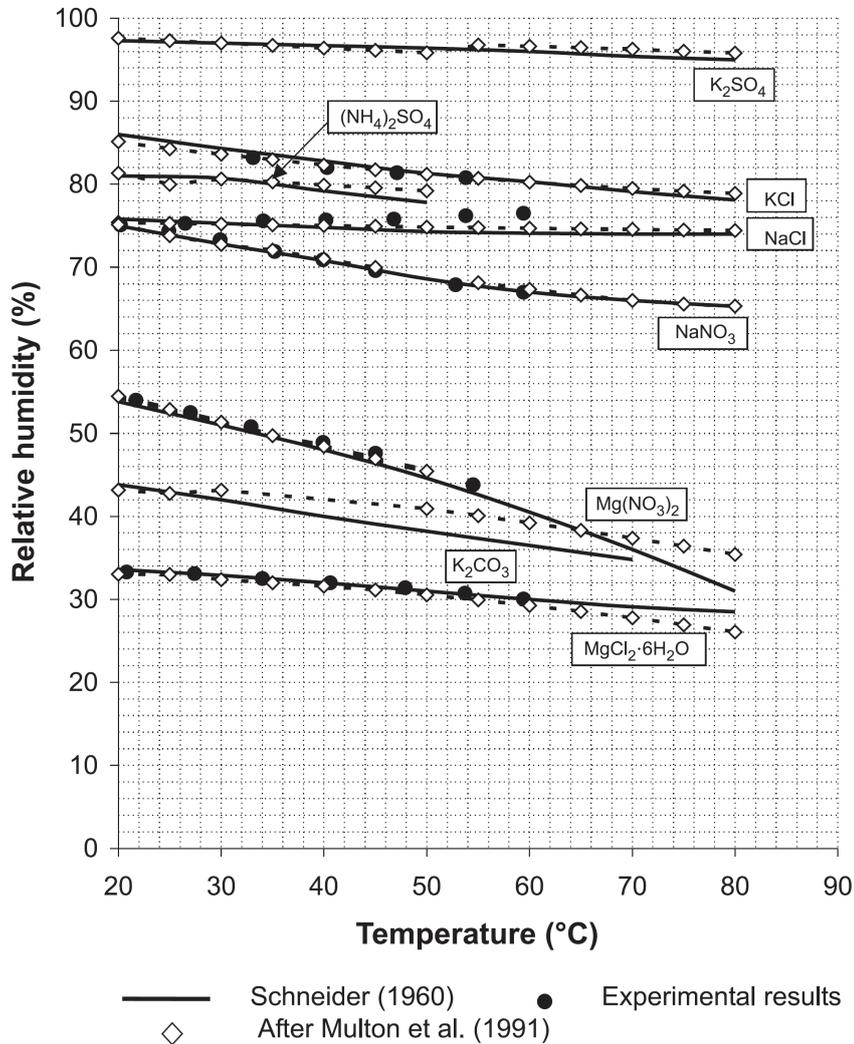


FIGURE 5.2 – Évolution de l'humidité relative imposée à la phase vapeur en fonction de la température pour différentes solutions salines saturées (Tang et Cui, 2005).

**Contrôle osmotique** La technique de contrôle osmotique utilise des membranes semi-perméables et est fondée sur le principe de l'osmose. La membrane semi-perméable sépare l'eau contenue dans l'éprouvette d'une solution aqueuse contenant des macro-molécules, le plus souvent du Polyéthylène Glycol (PEG). La membrane semi-perméable empêche les macro-molécules de

passer dans l'eau de l'échantillon alors que les molécules d'eau peuvent passer librement à travers la membrane. La différence de concentration entre les deux cotés de la membrane semi-perméable crée une pression osmotique ou succion osmotique dans l'échantillon. Cette méthode est exposée dans l'article de [Delage et Cui \(2008\)](#). La succion maximale que l'on peut atteindre avec cette technique est d'environ 12 MPa.

**Contrôle par translation d'axe** La technique de contrôle par translation d'axe utilise une pression d'air plus importante que la pression atmosphérique tout en maintenant une pression d'eau égale à la pression atmosphérique au sein de l'éprouvette grâce à une pierre poreuse. Une variante de cette technique consiste à ne pas contrôler la pression de fluide, mais à seulement mesurer la pression de fluide au sein de l'éprouvette. La succion étant définie comme la différence entre la pression d'air et la pression d'eau, en augmentant la pression d'air on augmente la succion. La succion maximale imposée par cette méthode est définie par la qualité et la taille des pores de la pierre poreuse utilisée. L'utilisation de pierres poreuses spécifiques permet d'atteindre des succions de l'ordre de 1.5 MPa.

**Contrôle par variation de la pression de vapeur saturante avec la température** Une autre méthode d'imposition de l'humidité relative est basée sur la variation de la pression de vapeur saturante en fonction de la température (d'après une idée originale de Shahidzadeh-Bonn et décrite par [Desarnaud et al. \(2013\)](#)). La formule empirique de Rankine décrit l'évolution de la pression de vapeur saturante avec la température dans le domaine de 0 à 100 °C.

$$\ln \left( \frac{p_v^{sat}}{p_0} \right) = 13.7 - \frac{T_0}{T} \quad (5.3)$$

avec  $p_v^{sat}$  la pression de vapeur saturante de l'eau dans l'air,  $p_0 = 1$  atm,  $T$  la température absolue et  $T_0$  une constante égale à 5120 K.

En fonction de la température de travail (température des oedomètres  $T_{oedo}$ ) et de l'humidité relative que l'on désire imposer, il faut saturer l'air à une température bien définie (température du polystat  $T_p$ ). Il est à noter que

la température du polystat ne dépend pas de la température et de l'humidité relative initiale de l'air.

$$T_p = \frac{T_0 T_{oedo}}{T_0 - \ln(H_r) T_{oedo}}$$

Par exemple, pour une température de travail de  $T_{oedo} = 30$  °C, une humidité relative de 80% est obtenue en saturant l'air à une température de  $T_p = 26$  °C. Pour obtenir une humidité relative de 20%, il faut saturer l'air à une température de  $T_p = 3.5$  °C avant de le réchauffer à la température de travail ( $T_{oedo}$ ). La Figure 5.3 montre deux chemins hydriques de l'air : un chemin amenant à une humidité relative de 80% (bleu) et un chemin amenant à une humidité relative de 20% (rouge) à la température de travail.

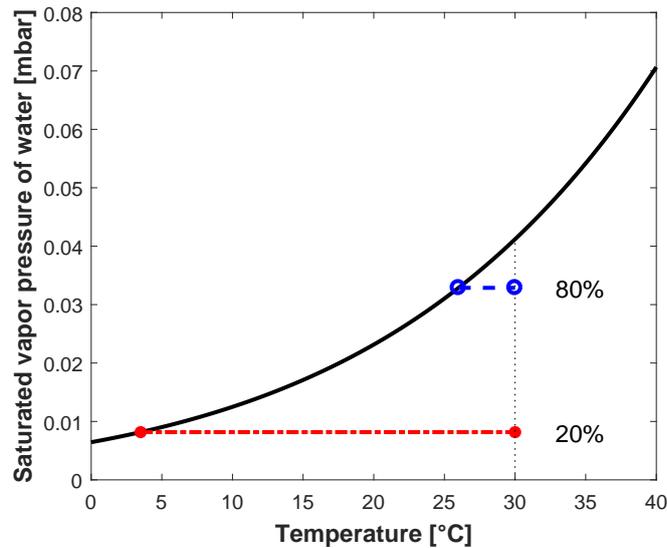


FIGURE 5.3 – Évolution de la pression de vapeur saturante en fonction de la température et chemin d'humidification ou de séchage de l'air injecté.

Cette méthode est très pratique car, là où la méthode de contrôle par phase vapeur ne permet d'atteindre qu'un sous-ensemble discret de valeurs d'humidité relative, la méthode de variation de la pression de vapeur saturante avec la température permet d'atteindre un ensemble continu de valeurs d'humidité relative comprises entre 10% (en raison de la difficulté d'impo-

ser une température inférieure à 1 °C) et 100% et ce pour tout intervalle de températures de travail.

### 5.2.2 Dispositifs triaxiaux et oedométriques

De nombreux dispositifs d'étude des couplages THM ont été développés en condition triaxiale. La température est imposée par chauffage de la cellule grâce à des résistances chauffantes, le fluide de confinement apportant alors de l'inertie thermique au système. [Saix et Jouanna \(1990\)](#), [Wiebe et al. \(1998\)](#), [Saix et al. \(2000\)](#) et [Francois et al. \(2007\)](#) mesurent les volumes entrant et sortant de l'éprouvette pendant l'essai pour en déduire l'état de saturation du matériau à chaque instant. [Salager et al. \(2008\)](#), quant à eux, appliquent la technique par translation d'axes. [Tang et al. \(2007\)](#) et [Tang et al. \(2008\)](#) utilisent la technique d'imposition de la succion par phase vapeur. Plus récemment, [Ghembaza et al. \(2015\)](#) contrôlent la succion de l'éprouvette avec une technique osmotique.

Différents dispositifs expérimentaux permettent d'étudier le comportement THM des géomatériaux en condition oedométrique. Le premier dispositif connu a été développé par [Recordon \(1993\)](#) et permettait seulement la mesure et non le contrôle de la succion par un tensiomètre. D'autres développements expérimentaux plus récents permettant de contrôler à la fois la contrainte axiale, la température et la succion sont présentés dans la Table 5.2.

Auteur	Contrainte maximale	Succion maximale	Température maximale
<a href="#">Romero et al. (2003)</a>	1.2 MPa	450 kPa	80 °C
<a href="#">Romero et al. (2005)</a>	4.5 MPa	14 MPa	65 °C
<a href="#">Francois et Laloui (2010)</a>	1 MPa	500 kPa	80 °C
<a href="#">Ye et al. (2012)</a>	80 MPa	110 MPa	80 °C

TABLE 5.2 – Différents dispositifs expérimentaux existants permettant le contrôle de la contrainte axiale, de la succion et de la température, pour l'étude des couplages THM en condition oedométrique.

Romero *et al.* (2003), Romero *et al.* (2005) et Francois et Laloui (2010) utilisent la technique d'imposition de la succion par translation d'axe alors que Ye *et al.* (2012) utilisent la méthode de contrôle par phase vapeur. Concernant l'imposition de la contrainte axiale, Ye *et al.* (2012) utilisent un double bras de levier permettant d'obtenir une contrainte axiale beaucoup plus importante et Romero *et al.* (2003, 2005) et Francois et Laloui (2010) utilisent des contrôleurs pression volume.

L'utilisation de solutions salines permet d'augmenter significativement l'étendue de la gamme de contrôle de la succion. La méthode d'imposition de la température est semblable pour l'ensemble des dispositifs considérés et la gamme de température accessible s'étend classiquement de 20 à 80 °C.

Pour conclure, différents dispositifs expérimentaux ont été développés pour permettre l'étude des couplages THM dans des domaines de température et de succion de plus en plus importants. Enfin, contrairement au contrôle de la température qui ne soulève pas de problème technique majeur même s'il convient de bien maîtriser les déperditions de chaleur, le contrôle de la succion semble être un véritable enjeu et chaque avancée technique à ce niveau permet une avancée des dispositifs expérimentaux.

## 5.3 Influence de la température sur différents paramètres

Avec les études sur le stockage souterrain des déchets radioactifs ou de par les avancées de la géothermie, l'influence de la température sur les géomatériaux est un sujet de recherche en plein essor. La température peut avoir un effet considérable sur le matériau étudié. Certains sols argileux peuvent, par exemple, être traités par chauffage de 100 °C à 1000 °C (Abu-Zreig *et al.*, 2001; Tan *et al.*, 2004). Le sol ainsi traité voit sa nature changée et ses propriétés améliorées pour la réalisation de terrassements routiers par exemple, la limite de liquidité, la limite de plasticité, la masse volumique des grains et la teneur en eau optimale diminuent alors que la densité sèche maximale augmente. Par la suite, nous restreindrons le cadre de notre étude bibliogra-

phique à des températures de travail comprises dans une gamme de températures ne changeant pas la nature du matériau étudié et où l'eau liquide est thermodynamiquement stable, i.e. de 5 à 90 °C. Nous présenterons l'effet de la température sur les paramètres mécaniques puis nous nous intéresserons à l'influence de la température sur les propriétés hydriques des géomatériaux.

### 5.3.1 Sur les paramètres mécaniques

#### Sur l'élasticité

La température n'a pas d'influence sur l'élasticité des sols. Ce résultat a été confirmé par de nombreuses études : que ce soit pour les sols saturés (Picard, 1994; Burghignoli *et al.*, 2000; Delage *et al.*, 2000; Laloui, 2001; Sultan *et al.*, 2002; Cekerevac et Laloui, 2004) ou pour les sols non saturés (Romero *et al.*, 2003; Francois *et al.*, 2007; Uchaipichat et Khalili, 2009). On peut donc considérer que le coefficient de gonflement ( $\kappa$ ) et l'indice de gonflement ( $C_s$ ) sont indépendants de la température.

#### Sur la limite élastique

Les travaux de Eriksson (1989); Leroueil et Marques (1996); Cui *et al.* (2000); Cekerevac et Laloui (2004) ont montré que la contrainte de préconsolidation diminue avec la température pour une large gamme de températures (Figure 5.4).

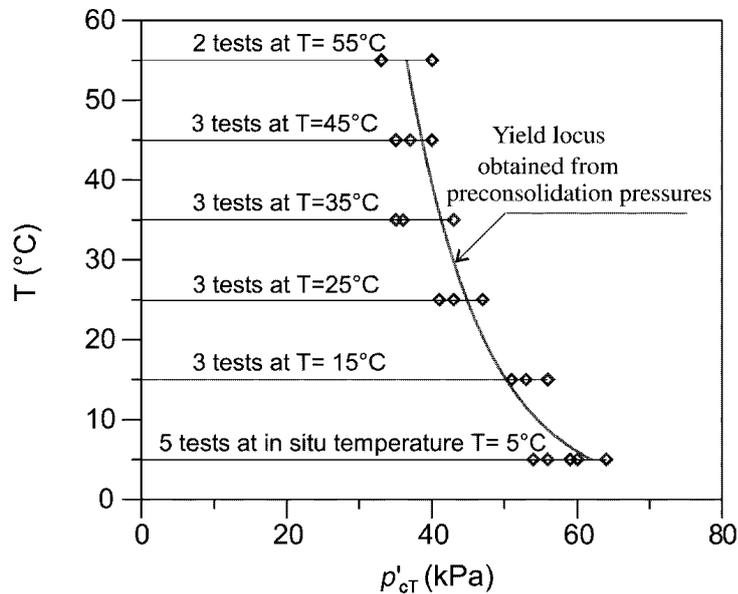


FIGURE 5.4 – Évolution de la contrainte de préconsolidation en fonction de la température (Cui *et al.*, 2000) d'après (Eriksson, 1989).

Ces résultats sont en accord avec Uchaipichat et Khalili (2009) qui ont observé expérimentalement que la courbe LC (Loading Collapse) du modèle de Barcelone se décale vers des contraintes plus faibles avec une augmentation de la température. Cependant, sur un sable limoneux argileux, Saix *et al.* (2000) et Jamin (2003) ont montré qu'une augmentation de température induit une augmentation de la contrainte de préconsolidation quel que soit le chemin de chargement étudié.

Du point de vue de la surface de charge, selon Picard (1994), le comportement du matériau peut être qualifié de thermo-rétrécissant si une augmentation de température induit un rétrécissement de la surface de charge ou de thermo-extensible si une augmentation de température induit une augmentation de la surface de charge (Figure 5.5).

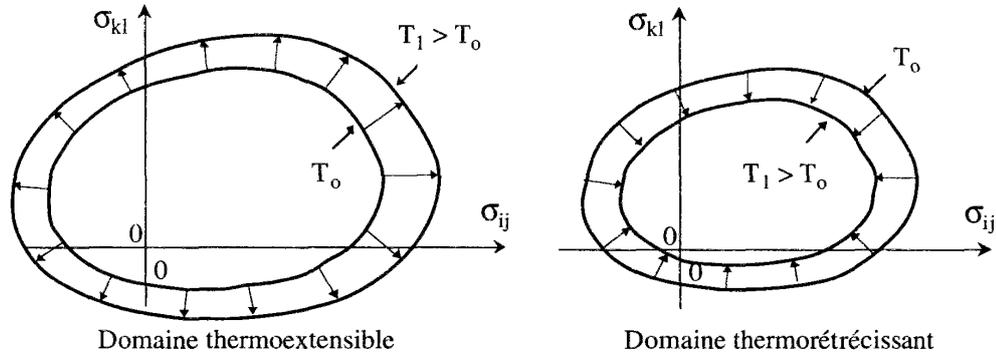


FIGURE 5.5 – Représentation des surfaces de charge d'un matériau thermo-extensible ou thermo-rétrécissant (Picard, 1994).

Ainsi, le comportement du sable limoneux argileux peut être qualifié de thermo-extensible et le comportement de l'argile de Boom peut être qualifié de thermo-rétrécissant. La différence entre les deux comportements identifiés est probablement liée à la nature du matériau testé.

### Influence sur le coefficient de compressibilité

L'influence de la température sur le comportement plastique est controversée. En effet, Burghignoli *et al.* (2000), Laloui (2001), Cekerevac et Laloui (2004) et Tang *et al.* (2008) considèrent que la température n'a pas d'influence sur le coefficient de compressibilité ( $\lambda$ ) alors que Ye *et al.* (2012), sur une bentonite, ont observé une légère diminution du coefficient de compressibilité avec une augmentation de la température. Enfin, Sultan *et al.* (2002) ont quant à eux observé une augmentation du coefficient de compressibilité avec la température.

Boudali *et al.* (1994) ont montré qu'il y a une forte similarité entre l'influence de la vitesse et celle de la température sur le comportement mécanique d'une argile. En effet, il est possible de trouver des couples température, vitesse de déformation différents donnant la même réponse mécanique. La Figure 5.6 montre par exemple, que les courbes de consolidation sont identiques pour une température de 35 °C avec une vitesse de déformation de  $10^{-5} \text{ s}^{-1}$  et pour une température de 5 °C avec une vitesse de déformation

### 5.3. Influence de la température sur différents paramètres

de  $1.6 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ .

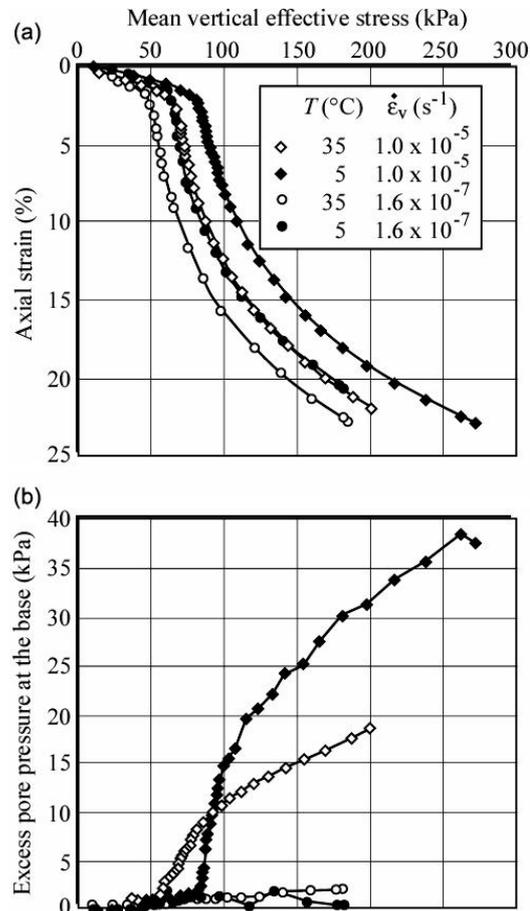


FIGURE 5.6 – Influence de la température et de la vitesse de déformation sur la courbe de consolidation d'une argile (Laloui *et al.*, 2008).

#### Sur la résistance en compression simple

L'influence de la température sur la résistance en compression simple de géomatériaux est très peu documentée dans la littérature. Le seul résultat actuel est de Beckett (2011) qui a travaillé sur le pisé, un matériau de construction composé de terre crue coffrée (Figure 5.7). Le matériau est compacté à la masse volumique optimale ( $\pm 3.5\%$ ) et équilibré en température et humidité relative dans une chambre environnementale. Pour finir, les éprouvettes sont testées à la vitesse de déformation imposée de 0.5 mm/min .

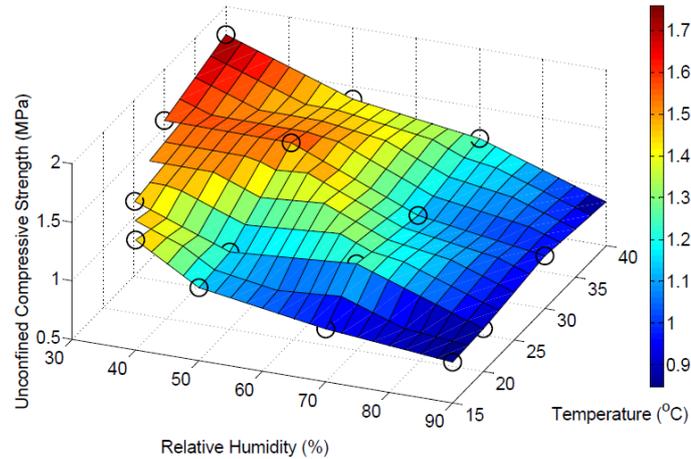


FIGURE 5.7 – Influence de la température sur la résistance en compression simple d'un élément de terre crue (Beckett, 2011).

Dans le cadre de cette étude, à une humidité relative donnée, la résistance en compression simple augmente avec la température. Mais la question de l'évolution de la résistance en compression simple d'autres géomatériaux en fonction de la température reste ouverte à ce jour.

### Consolidation thermique et comportement dépendant du temps

La consolidation thermique est un phénomène observé par Paaswell (1967) et décrit par Delage *et al.* (2000). Lors d'une élévation de température, le sol et l'eau se dilatent de manières différentes car le coefficient de dilatation thermique de l'eau est plus important que celui des constituants solides du sol, ce qui a pour effet d'engendrer des surpressions interstitielles. Les surpressions interstitielles ainsi générées vont par la suite se dissiper progressivement, provoquant la consolidation du matériau. Ce phénomène et les déformations qu'il induit, appelé consolidation thermique, est constitué de deux phases pour un sol surconsolidé : une phase de gonflement non drainé due à l'élévation de température des constituants et une phase de contraction du matériau sous l'effet de dissipation des surpressions interstitielles. Les deux phases sont clairement visibles sur la Figure 5.8.

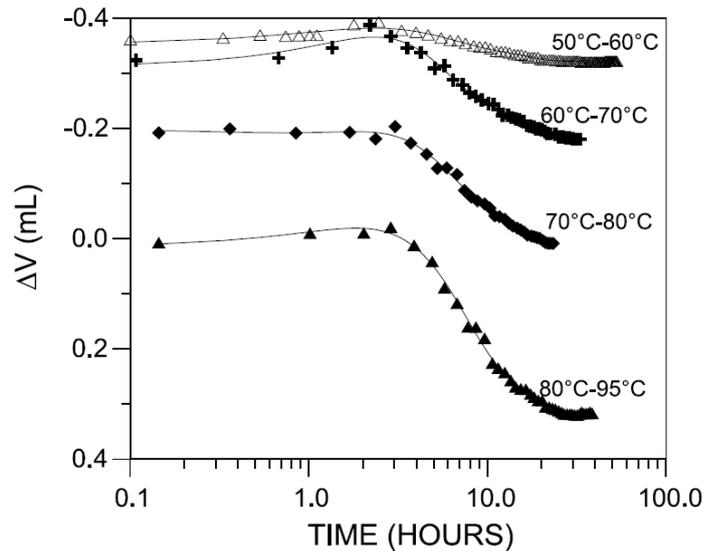


FIGURE 5.8 – Consolidation thermique d'une argile de Boom surconsolidée (Delage *et al.*, 2000).

Burghignoli *et al.* (2000) montrent que la consolidation thermique (i.e. les déformations induites par la dissipation de surpressions interstitielles générées par un changement de température) est fortement corrélée au comportement dépendant du temps du matériau testé. En effet, les valeurs du coefficient de compression secondaire observées à la fin de la consolidation thermique sont comparables à celles trouvées pour les échantillons normalement consolidés en compression isotherme. Cependant, dans le cas de la consolidation thermique, les déformations se produisant lors de la compression secondaire sont relativement importantes car celles se produisant lors de la consolidation primaire sont faibles. Ainsi, en accord avec Houston *et al.* (1985), la consolidation thermique des argiles normalement consolidées "est dominée par les déformations de fluage".

### 5.3.2 Sur la courbe de rétention et les isothermes de sorption/désorption

L'influence de la température sur la courbe de rétention et la courbe de sorption des matériaux est une question encore très discutée. L'une des premières

études portant sur l'impact de la température sur la courbe de rétention à été réalisée par Gardner (1955). Par la suite de nombreuses autres études, sur des argiles (Hopmans et Dane, 1986; Olchitzky, 2002; Tang et Cui, 2005), des limons argileux (Salager *et al.*, 2006) et un matériau cimentaire (Drouet, 2010), concluent qu'à l'équilibre avec le milieu extérieur, si la température augmente à succion constante, la teneur en eau de l'échantillon diminue (Figure 5.9).

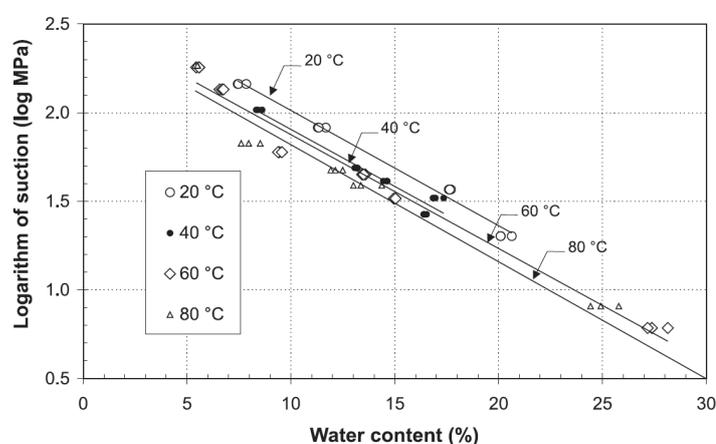


FIGURE 5.9 – Influence de la température sur la courbe de rétention d'une bentonite MX80 (Tang et Cui, 2005).

Diverses hypothèses ont été testées pour expliquer l'influence de la température sur la courbe de rétention de géomatériaux. Olchitzky (2002) a pris en compte l'influence de la température sur la tension superficielle de l'eau dans le domaine funiculaire. Dans cette étude, Olchitzky (2002) montre que l'influence de la température sur la tension superficielle de l'eau ne suffit pas à expliquer la diminution de la saturation induite par une augmentation de la température (Figure 5.10). En effet, les deux courbes S11 pour 20 °C et pour 50 °C (noires) sont quasi confondues alors que la courbe à 50 °C devrait être proche de la modélisation en traits pointillés.

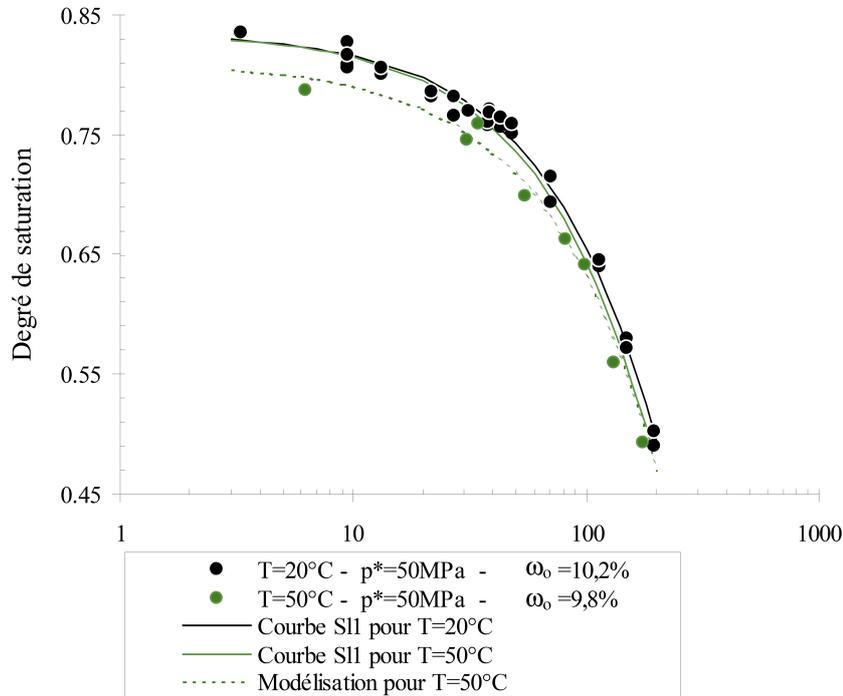


FIGURE 5.10 – Influence de la température sur la courbe de rétention d’une argile et modélisation avec prise en compte de l’influence de la température sur la tension superficielle de l’eau (Olchitzky, 2002).

Salager (2007), à partir de relations sur les paramètres d’état du matériau, a développé un modèle permettant de prendre en compte les effets de la température sur la courbe de rétention dans les domaines funiculaire et pendulaire. L’influence de la température est vue à travers deux contributions : la dilatation thermique de la phase liquide et la diminution de la tension superficielle avec la température. Tenant compte de ces deux effets, Salager (2007) modélise la courbe de rétention à 60 °C connaissant la courbe à 20 °C. Ce modèle permet de bonnes prédictions principalement pour les succions les plus importantes, c’est-à-dire dans le domaine hygroscopique où la continuité de la phase liquide n’est pas assurée, alors que les hypothèses de modélisation supposent la continuité de la phase liquide.

Une autre méthode a été développée pour l’évaluation des isothermes de sorption à différentes températures pour certains aliments : pour des pommes de terre (McLaughlin et Magee, 1998) ou encore pour des pois chiches (Mo-

reira *et al.*, 2002). Cette méthode est basée sur la formule de Clausius Clapeyron :

$$Q_{st}(w) = -R \left[ \frac{\partial \ln(p)}{\partial \left(\frac{1}{T}\right)} \right]_w \quad (5.4)$$

avec  $R$  la constante universelle des gaz parfaits,  $Q_{st}$  la chaleur isostérique de sorption qui représente l'énergie requise pour casser les forces intermoléculaires entre les molécules d'eau et la surface du solide,  $w$  la teneur en eau,  $p$  la pression de la phase gazeuse et  $T$  la température. Cette méthode ne prend en compte que les effets de la température sur l'équilibre entre l'eau adsorbée et l'eau sous forme vapeur et ne considère pas l'effet de la température sur la microstructure du matériau. Par intégration, on obtient, pour une teneur en eau constante :

$$Q_{st}(w) = R \ln \left[ \frac{p_{v1}(w)}{p_{v2}(w)} \right] \frac{T_1 T_2}{T_1 - T_2}. \quad (5.5)$$

Cette équation permet d'estimer, connaissant la chaleur isostérique de sorption ( $Q_{st}$ ), l'humidité relative d'équilibre à une température  $T_2$  connaissant l'humidité relative d'équilibre à la température  $T_1$

$$H_r(T_1, w) = H_r(T_2, w) \frac{p_v^{sat}(T_1)}{p_v^{sat}(T_2)} \exp \left( \frac{Q_{st}(w) T_1 - T_2}{R T_1 T_2} \right) \quad (5.6)$$

Poyet et Charles (2009) prédisent pour un béton, à partir des courbes de sorption à 45 °C et à 57.5 °C, la chaleur isostérique de sorption ( $Q_{st}$ ) ainsi que les courbes de sorption à 20 °C et à 70 °C et comparent leurs résultats avec les données expérimentales (Figure 5.11). La prédiction des courbes de sorption est concluante tout particulièrement pour les humidités relatives importantes. En observant l'évolution de la chaleur isostérique de sorption en fonction de la teneur en eau, il apparaît que la chaleur isostérique de sorption tend, pour des teneurs en eau élevées, vers la chaleur latente molaire de vaporisation ( $\Delta_{vap}\bar{H}$ ) (Figure 5.12). Ceci indique que, pour des teneurs en eau élevées, l'eau se comporte comme de l'eau libre, c'est-à-dire que la molécule d'eau vaporisée ou liquéfiée ne "voit" pas la paroi solide du matériau. De plus, la chaleur isostérique de sorption semble indépendante de

### 5.3. Influence de la température sur différents paramètres

la température même si, d'après [Lide \(2010\)](#), la chaleur latente molaire de vaporisation diminue avec la température. Par exemple, entre 20 et 80 °C, la chaleur latente molaire de vaporisation diminue de près de 6%. La méthode basée sur la chaleur isostérique de sorption est donc très pratique pour estimer rapidement l'influence de la température sur la courbe de sorption d'un matériau (la chaleur isostérique de sorption peut être prise égale à la chaleur latente molaire de vaporisation ( $\Delta_{vap}\bar{H}$ )).

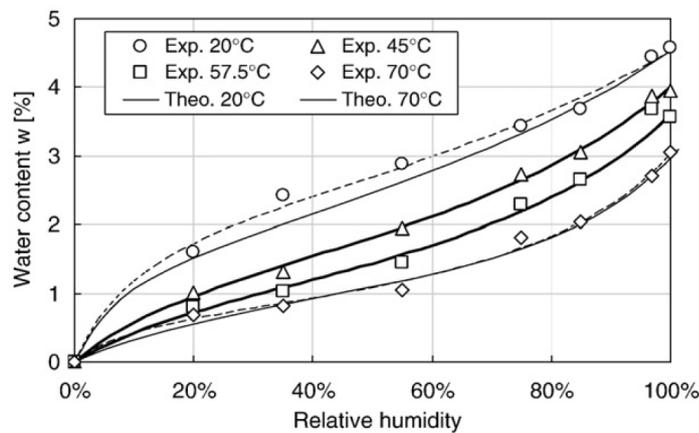


FIGURE 5.11 – Prédiction des isothermes de sorption d'un béton à 20 °C et à 70 °C connaissant celles à 45 °C et à 57.5 °C ([Poyet et Charles, 2009](#)).

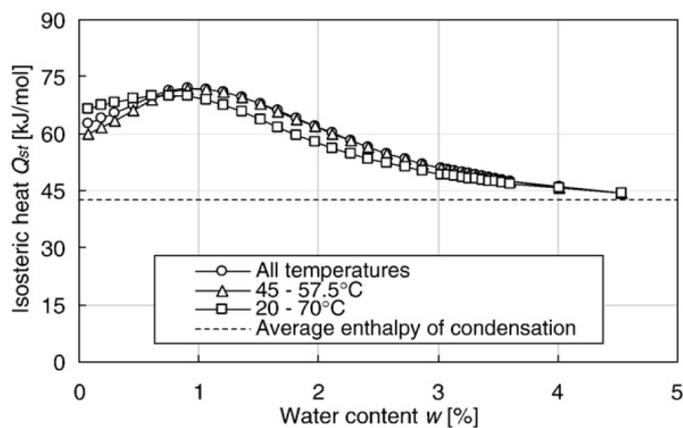


FIGURE 5.12 – Influence de la température sur la chaleur isostérique de sorption ( $Q_{st}$ ) ([Poyet et Charles, 2009](#)).

## 5.4 Influence de l'humidité relative sur les paramètres mécaniques

L'eau a une influence forte sur les paramètres mécaniques des sols, les châteaux de sable en sont la parfaite illustration. En effet, dans ce cas, l'eau apporte une cohésion entre les grains. Ainsi, les paramètres mécaniques sont fortement modifiés dans le domaine non saturé. Par la suite, les effets de l'eau et donc de la succion et de l'humidité relative sur le comportement mécanique des sols seront détaillés.

### 5.4.1 Sur l'élasticité

Pour une large gamme de sols, la succion et l'humidité relative n'ont pas d'effet sur le coefficient de gonflement ( $\kappa$ ) (Cuisinier et Laloui, 2004; Cuisinier et Masrouri, 2005; Francois *et al.*, 2007; Francois, 2008; Nowamooz et Masrouri, 2010; Uchaipichat et Khalili, 2009). Cependant, pour la bentonite, Lloret *et al.* (2003) et Tang (2005) ont constaté une baisse du coefficient de gonflement avec l'augmentation de la succion.

Par ailleurs, Alonso *et al.* (2010) ont mesurés l'évolution du module de cisaillement d'un sable silteux en fonction de la succion de l'éprouvette. Après une phase d'augmentation rapide du module avec succion, la rigidité du sol reste presque constante avec l'augmentation de la succion.

### 5.4.2 Sur la limite élastique

La limite élastique ou contrainte de préconsolidation, augmente avec la succion. La Figure 5.13 illustre l'évolution de la limite élastique en fonction de la succion pour la bentonite. Cet effet d'écrouissage apparent a été observé à plusieurs reprises dans la littérature (Lloret *et al.*, 2003; Wheeler *et al.*, 2003; Cuisinier et Masrouri, 2005; Nowamooz et Masrouri, 2008; Tang *et al.*, 2008; Ye *et al.*, 2012).

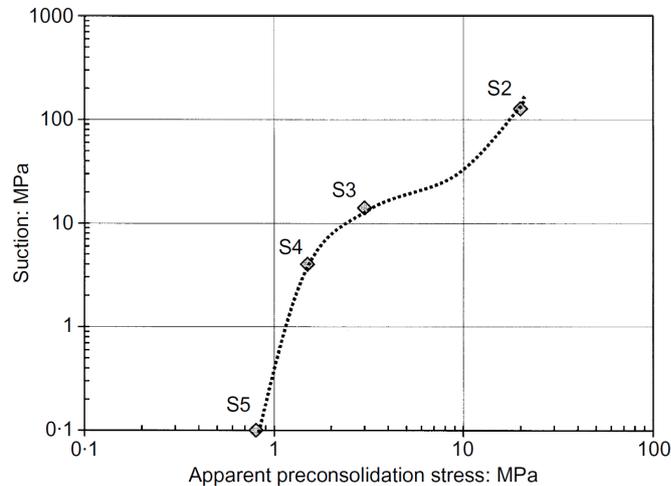


FIGURE 5.13 – Évolution de la contrainte de préconsolidation en fonction de la succion pour la bentonite (Lloret *et al.*, 2003).

La contrainte de préconsolidation passe de 1 MPa à plus de 20 MPa en changeant la succion de 1 MPa à 100 MPa. Ainsi, plus la succion est importante, plus le domaine élastique est important.

### 5.4.3 Sur le coefficient de compressibilité

Concernant le coefficient de compressibilité ( $\lambda$ ), il a été constaté sur différents sols qu'il diminue avec l'augmentation de la succion : sur l'argile de Boom (Romero *et al.*, 2003), sur une bentonite (Lloret *et al.*, 2003; Tang *et al.*, 2008; Ye *et al.*, 2012), sur un mélange limon bentonite (Cuisinier et Masrouri, 2005; Nowamooz et Masrouri, 2010) et sur des graviers compactés (Oldecop et Alonso, 2007)(Figure 5.14).

### 5.4.4 Sur la résistance en compression simple

L'influence de l'humidité relative sur la résistance en compression simple de géomatériaux est peu documentée dans la littérature. On peut citer Martin (1966) sur différentes roches ou plus récemment Nishimura et Fredlund (2000) sur un limon et un kaolin et Beckett (2011) sur une terre crue coffrée. Chaque

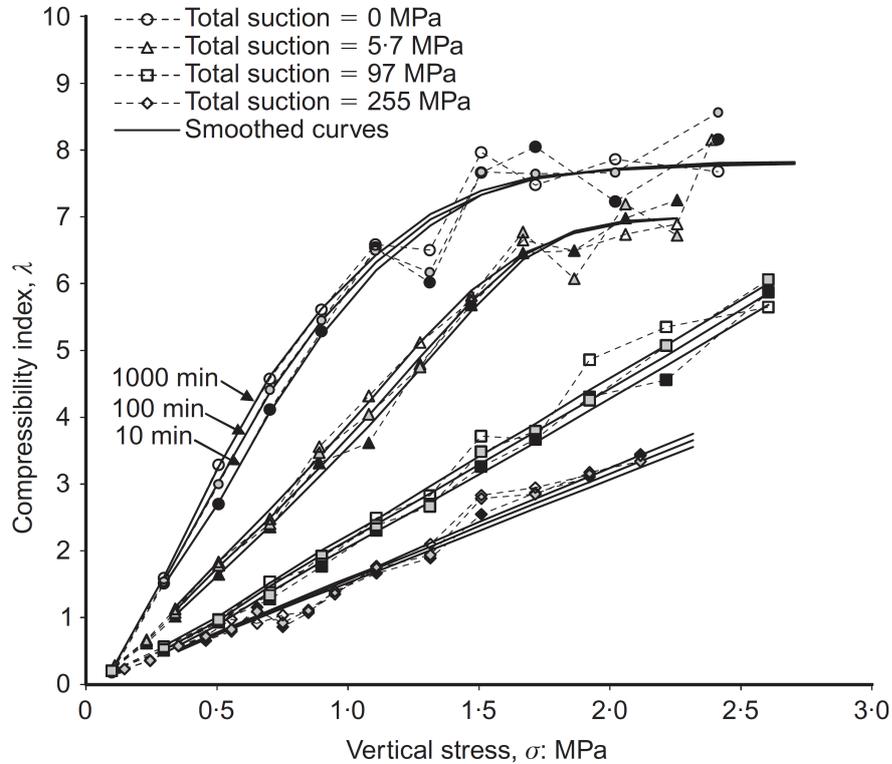


FIGURE 5.14 – Évolution du coefficient de compressibilité de graviers compactés en fonction de la contrainte verticale et de la succion (Oldecop et Alonso, 2007).

essai est réalisé sous presse après mise à l'équilibre de l'éprouvette par phase vapeur dans une atmosphère fermée. La résistance en compression simple augmente avec la succion et donc diminue avec l'augmentation de l'humidité relative (Figure 5.15). La résistance en compression simple passe de 500 kPa à 1 MPa en augmentant la succion de 25 MPa à 100 MPa pour le kaolin testé par Nishimura et Fredlund (2000).

#### 5.4.5 Sur le comportement différé

Lai *et al.* (2014), ont montré sur une argile de la vallée du barrage des Trois-Gorges en Chine (composé de sable, de limon et d'argile), que la vitesse de déformation moyenne sur 24 h calculée par  $\dot{\epsilon} = \frac{\Delta e_{24h}}{\Delta t_{24h}}$  diminue avec l'augmentation de la succion (Figure 5.16). Ce résultat est en adéquation avec

#### 5.4. Influence de l'humidité relative sur les paramètres mécaniques

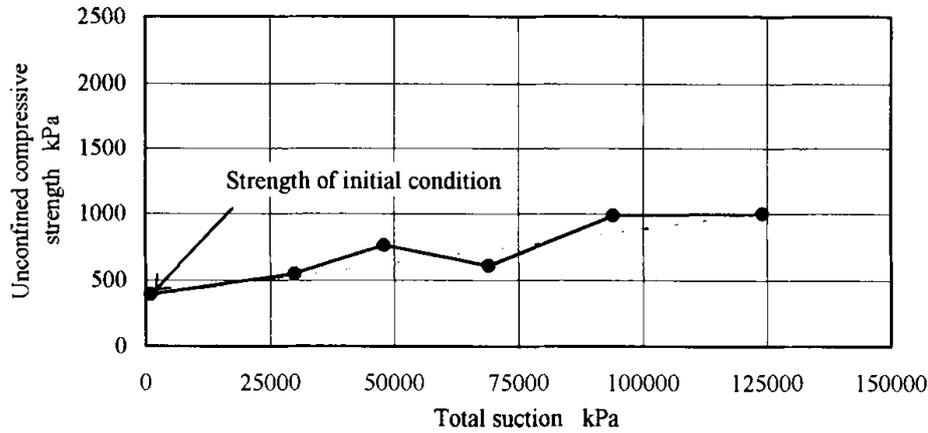


FIGURE 5.15 – Influence de la suction sur la résistance en compression simple d'un kaolin (Nishimura et Fredlund, 2000).

le résultat de Oldecop et Alonso (2007) qui ont montré que le coefficient de compressibilité secondaire diminue avec la suction.

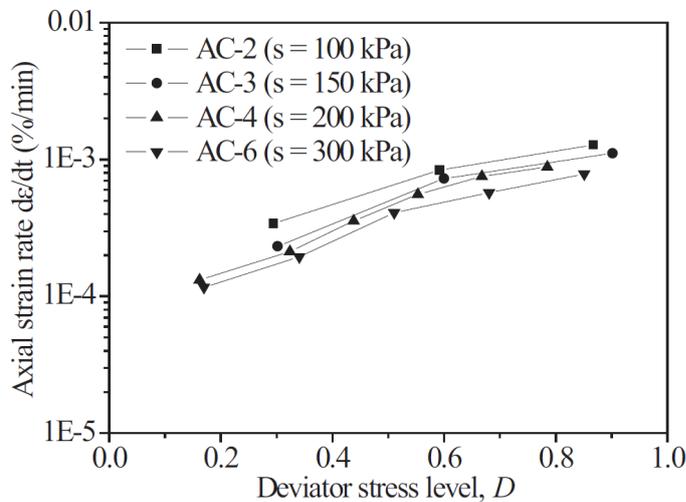


FIGURE 5.16 – Évolution de la vitesse de déformation moyenne sur 24 h en fonction de la suction (Lai *et al.*, 2014).

Sur des films fins d'argile préparés par sédimentation de particules d'argile (Montmorillonite du Wyoming saturée au sodium), Carrier (2014); Carrier *et al.* (2016) a montré que les déformations de fluage en traction varient en fonction de l'humidité relative d'équilibre (Figure 5.17). Les déformations

de fluage sont une fonction affine du logarithme du temps. Plus l'humidité relative d'équilibre est importante, plus le coefficient de fluage (défini comme la pente de la relation affine entre les déformations et le logarithme du temps) est important. Les déformations de fluage peuvent, comme dans le cas du film équilibré à une humidité relative de 92%, mener à la rupture du film par fluage.

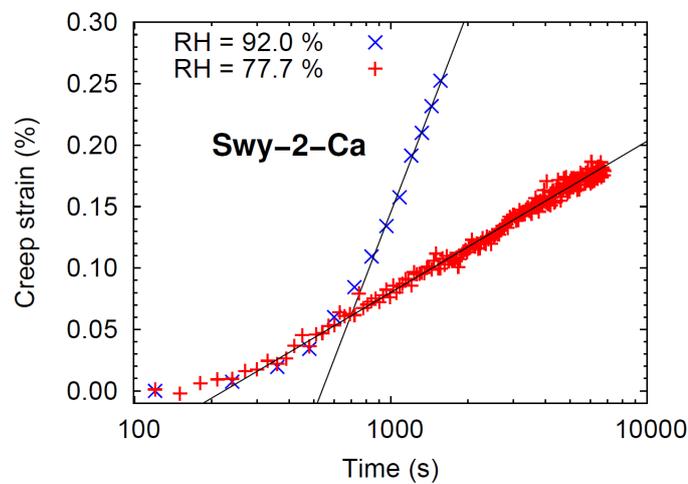


FIGURE 5.17 – Déformations de fluage en fonction de l'humidité relative pour deux films fins d'argile (Carrier, 2014).

## 5.5 Synthèse des effets de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique des géomatériaux

Cette section synthétise les observations expérimentales réalisées pour caractériser l'influence de la température et de la succion sur le comportement des géomatériaux. La Table 5.3 récapitule l'effet de la température, de la succion, et de l'humidité relative sur différents paramètres des géomatériaux.

## 5.6. Modélisation des effets de température et d'humidité relative

Paramètre	Influence d'une augmentation de température à succion fixée ( $T \nearrow s \rightarrow$ )	Influence d'une augmentation de succion à température fixée ( $s \nearrow T \rightarrow$ )
Indice de gonflement ( $C_s$ ) ou coefficient de gonflement ( $\kappa$ )	$\rightarrow$	$\rightarrow$
Indice de compression ( $C_c$ ) ou coefficient compressibilité ( $\lambda$ )	$\rightarrow$	$\searrow$
Contrainte de préconsolidation	argile $\searrow$ sable $\nearrow$	$\nearrow$

TABLE 5.3 – Synthèse des différents effets de la température et de l'humidité relative sur le comportement de géomatériaux.

## 5.6 Modélisation des effets de température et d'humidité relative

Afin de prendre en compte les effets de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique différé des sols, des modifications sont apportées aux modèles introduits dans le Chapitre 3.

### 5.6.1 Prise en compte des effets d'humidité relative

De Gennaro et Pereira (2013) ont développé un modèle en combinant la théorie BBM (Barcelona Basic Model) qui prend en compte les effets de succion et la théorie isotache pour rendre compte des effets de vitesse. La loi d'écrouissage est modifiée pour prendre en compte l'effet de vitesse sur la limite élastique apparente :

$$p_o(\dot{\epsilon}_{vol}^{vp}) = p_{ro}^{ref} \left( \frac{\dot{\epsilon}_{vol}}{\dot{\epsilon}_{vol}^{ref}} \right)^{\alpha(s)} \exp \left( \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} \epsilon_{vol}^{vp} \right) \quad (5.7)$$

avec  $p_o(\dot{\epsilon}_{vol}^{vp})$  la limite élastique apparente qui dépend de la vitesse de déformation volumique visco-plastique,  $p_{ro}^{ref}$  la limite élastique apparente à la

vitesse de déformation volumique de  $1 \text{ s}^{-1}$ ,  $\lambda(s)$  le coefficient de compressibilité du matériau à la suction  $s$ , en particulier,  $\lambda(0)$  représente le coefficient de compressibilité du matériau saturé,  $v$  le volume spécifique et  $\alpha(s)$  un paramètre dépendant de la suction qui traduit l'évolution de la limite élastique en fonction du logarithme de la vitesse de déformation pour différentes succions (Figure 5.18).  $\alpha(s)$  est lié à l'indice de compression et à l'indice de compression secondaire par la relation suivante (Équation 5.8) :

$$\alpha(s) = \frac{C_\alpha}{C_c} \quad (5.8)$$

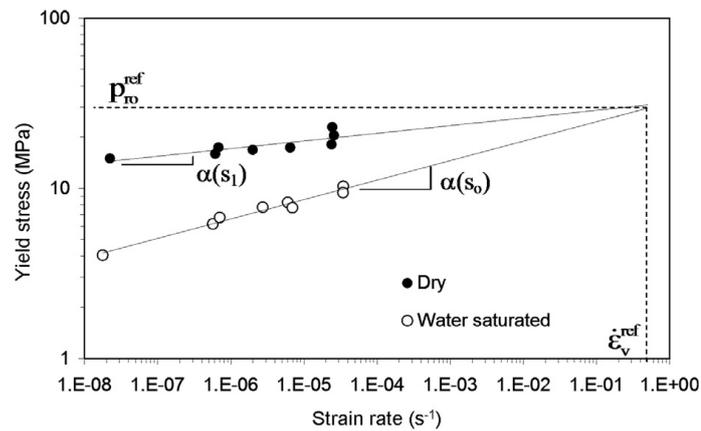


FIGURE 5.18 – Évolution de la limite élastique en fonction de la vitesse de déformation et de la suction (Gennaro *et al.*, 2009).

Le modèle possède au total 14 paramètres dont 10 paramètres pour le modèle BBM et 4 paramètres pour prendre en compte l'effet de la vitesse sur le comportement hydro-mécanique du matériau.

Bui *et al.* (2016) ont développé un modèle basé sur la poromécanique et l'endommagement des milieux non saturés ainsi que sur les théories de Lemaitre et Chaboche (2009) pour la partie endommagement et de Perzyna (1966) pour la partie viscoplasticité. Dans le cas des roches, le comportement différé est vu comme la combinaison d'endommagement et de viscosité. Le modèle demande un certain nombre de paramètres : 3 paramètres pour caractériser le comportement poroélastique du matériau, 5 paramètres pour

le comportement viscoplastique, 4 paramètres pour l'endommagement du matériau et enfin la connaissance de la courbe de rétention du matériau pour caractériser son état non saturé (3 paramètres dans le cas du modèle de van Genuchten). Le modèle permet de reproduire les effets de vitesse (écrouissage en fonction de la vitesse de déformation) ainsi que les effets de non saturation (écrouissage en fonction de la succion).

On peut noter que les deux modèles précédents permettent la prise en compte des effets transitoires dus à des changements d'humidité relative ou de saturation du matériau.

### 5.6.2 Prise en compte des effets de température

La modélisation de l'influence de la température sur le comportement mécanique différé des sols se base sur le constat de [Boudali \*et al.\* \(1994\)](#) selon lequel les effets de vitesse observés lors d'un essais CRS sont très similaires aux effets de température.

[Yashima \*et al.\* \(1998\)](#) proposent un modèle basé sur la théorie de [Perzyna \(1966\)](#) avec une surface de charge de type CCO (Cam Clay Originale) avec prise en compte des effets de température par l'adjonction d'un terme dépendant de la température dans l'expression de la vitesse de déformation visco-plastique. En condition unidimensionnelle, la vitesse de déformation visco-plastique s'écrit :

$$\dot{\epsilon}^{vp} = C(T_r) \left( \frac{T}{T_r} \right)^{\alpha_2 m'} \exp \left( m' \left( \ln \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_0} \right) - \frac{1+e}{\lambda - \kappa} \epsilon^{vp} \right) \right) \quad (5.9)$$

avec  $C(T_r)$  un paramètre viscoplastique déterminé à la température de référence  $T_r$ . Les paramètres  $\alpha_2$  et  $m'$  traduisent l'évolution de la limite élastique avec la température.  $\sigma'_v$  représente la contrainte verticale effective et  $\sigma'_0$  la contrainte effective de référence. Ce modèle permet de reproduire les essais de [Boudali \*et al.\* \(1994\)](#) (Figure 5.19).

Les courbes modélisées sont relativement proches des courbes expérimentales montrant par là même que l'influence de la température sur le comportement mécanique des sols peut être prise en compte à travers l'influence de

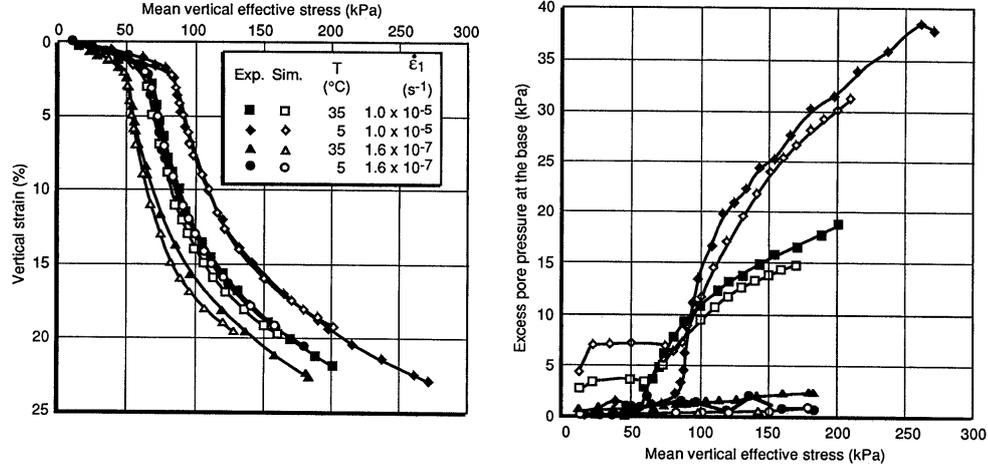


FIGURE 5.19 – Modélisation d'essais CRS avec prise en compte des effets de température (Yashima *et al.*, 1998).

la température sur la limite élastique du matériau considéré.

Laloui *et al.* (2008) ont quant à eux proposé une autre formulation pour prendre en compte les effets de vitesse et de température sur la limite élastique ( $\sigma'_y$ ) du matériau.

$$\sigma'_{y,\dot{\epsilon}_v,T} = \sigma'_{y,\dot{\epsilon}_{v0},T_0} \left( \frac{\dot{\epsilon}_v^{vp}}{\dot{\epsilon}_{v0}^{vp}} \right)^{C_a} \left( 1 - \gamma \log \left( \frac{T}{T_0} \right) \right) \quad (5.10)$$

avec  $\sigma'_{y,\dot{\epsilon}_{v0},T_0}$  la limite élastique à la vitesse de déformation viscoplastique de référence  $\dot{\epsilon}_{v0}^{vp}$  à la température de référence  $T_0$ ,  $C_a$  une constante dépendant du sol définie par  $C_a = \frac{1}{m'}$  avec  $m'$  défini précédemment et très proche du rapport  $\frac{C_{\alpha e}}{C_c}$  introduit par Mesri et Godlewski (1977), enfin  $\gamma$  un paramètre traduisant la sensibilité du sol considéré aux changements de température.

La modélisation proposée par Yashima *et al.* (1998) et celle proposée par Laloui *et al.* (2008) sont en accord avec la théorie de Boudali *et al.* (1994) selon laquelle le comportement du sol est dicté par une unique relation entre la contrainte effective, la déformation, la vitesse de déformation et la température (ce qui constitue une version étendue à la température de la théorie isotache). Cependant, il est important de noter que les deux modèles proposés ne sont valables qu'en condition isotherme : les effets de consolidation

thermique évoqués à la section 5.3.1 ne sont pas pris en compte dans les modèles. Il n'y a pas à ce jour de modèle permettant de rendre compte à la fois des effets de vitesse ainsi que des effets dus à des changements de température.

Pour prendre en compte les effets d'humidité relative et les effets de vitesse, les modèles hydro-mécaniques existants tels que le modèle BBM ou la théorie poromécanique endommageable (Bui *et al.*, 2016) sont adaptés en ajoutant l'influence des effets de vitesse à travers l'influence de la vitesse de déformation sur la limite élastique du matériau. Les effets de température sont quant à eux pris en compte via l'adjonction de l'effet de la température sur la limite élastique du matériau à des modèles élasto-viscoplastiques existants.

### 5.6.3 Conclusion sur la modélisation des effets de température et d'humidité relative

Il apparaît que la prise en compte des effets de température en condition isotherme peut être faite en intégrant la température comme variable d'écroutissage dans la théorie overstress ou dans la théorie isotache. Les effets de non saturation ne sont pas directement intégrables dans les théories présentées au Chapitre 3 et nécessitent l'utilisation de théories particulières que sont par exemple le modèle BBM ou poromécanique endommageable. Cependant, ces modèles permettent la prise en compte des effets transitoires dus à des changements d'humidité relative ou de saturation.

Pour conclure, à l'heure actuelle, la modélisation des effets de vitesse et de la température ou de l'humidité relative en régime permanent est possible. Cependant, la modélisation complète des effets transitoires liés à un changement de température et/ou d'humidité relative demande encore des efforts de compréhension et de développement importants.

Par la suite, nous allons mettre en place un dispositif expérimental permettant d'acquérir des données pour caractériser l'influence de la température et de l'humidité relative sur les propriétés mécaniques différées de géomatériaux.

Chapitre 5. État de l'art : influence de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique des géomatériaux

---

## Chapitre 6

# Influence de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique de géomatériaux

---

TO CHARACTERIZE *the influence of temperature and relative humidity on the mechanical behavior of geomaterials, an experimental device was designed based on a conventional oedometer testing device. The aim of this work is to provide fundamental information about Thermo-Hydro-Mechanical coupling of un-saturated geomaterials such as sand or clay. Several methods were tested and compared to impose relative humidity and temperature. Two systems of control of relative humidity were developed: one using salt solutions to impose constant relative humidity with accuracy in the range of  $\pm 4\%$  and the other one using the variation of the saturated vapor pressure of water with temperature to impose relative humidities and potentially make them vary over time. A special attention was paid to thermal insulation of the entire system to reduce temperature variations. A Proportional-Integral-Derivative controller (PID controller) permits to control temperature of samples between 20 and 60 °C for a week with accuracy in the range of  $\pm 0.5$  °C. This system*

*makes it possible to test 3 samples in parallel, at the same temperature but at potentially different relative humidities. For each sample the vertical displacement, the temperature close to the sample, the relative humidity of the air injected into the sample and the lateral pressure (since zero lateral strain boundary conditions are imposed) are measured. The experimental device was tested on Hostun sand at two temperatures and three relative humidities. Finally, the device was used to characterize the THM behavior of a cellular concrete.*

---

---

**P**OUR CARACTÉRISER l'influence de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique des géomatériaux, un dispositif expérimental a été développé à partir d'un banc oedométrique conventionnel. Le but de ce travail est de mieux comprendre les couplages Thermo-Hydro-Mécaniques des matériaux non saturés comme le sable ou les argiles. Différentes solutions techniques d'imposition de l'humidité relative et de la température ont été testées. Deux méthodes d'imposition de l'humidité relative ont été développées : la première utilisant des solutions salines saturées pour les humidités relatives constantes et la seconde basée sur la variation de la pression de vapeur saturante de l'eau en fonction de la température permettant de faire varier l'humidité relative au cours du temps. Une attention toute particulière a été portée sur l'isolation thermique du système pour atténuer les variations de température. Un contrôleur PID permet de contrôler la température des éprouvettes entre 20 et 60 °C pendant une semaine avec une précision de  $\pm 0.5$  °C. Le système permet de tester jusqu'à 3 éprouvettes simultanément à la même température avec des humidités relatives potentiellement différentes. Pour chaque éprouvette, le déplacement vertical, la température, l'humidité relative de l'air injecté et la pression latérale sont mesurés. Le dispositif est testé sur un sable de Hostun à deux températures et trois humidités relatives. Enfin, le dispositif est utilisé pour caractériser le comportement THM d'un béton cellulaire.

---

Dans ce chapitre sera présenté le développement expérimental qui a été mis en place pour permettre l'étude des couplages Thermo-Hydro-Mécaniques (THM). Dans un premier temps, le dispositif expérimental original permettant de tester jusqu'à trois éprouvettes en condition oedométrique en contrôlant la température et l'humidité relative des éprouvettes, ainsi que le protocole adopté seront exposés, puis les résultats obtenus sur le sable de Hostun et sur le béton cellulaire seront présentés et analysés.

### 6.1 Le dispositif expérimental original

La Figure 6.1 présente le dispositif expérimental dans sa globalité, les différents éléments seront détaillés par la suite. Le dispositif est composé d'un banc oedométrique commercial disposant de trois cellules oedométriques. Un système d'imposition de la température a été mis en place ainsi qu'un système de contrôle de l'humidité relative. Nous détaillerons, tout d'abord, le système d'imposition de la température puis nous nous concentrerons sur les systèmes de contrôle de l'humidité relative.



FIGURE 6.1 – Dispositif expérimental développé pour l'étude de l'influence de la température et de l'humidité relative sur le comportement oedométrique.

#### 6.1.1 Le système d'imposition de la température

Le contrôle de la température est généralement effectué par un régulateur PID (proportionnel, intégrateur, dérivateur). Ce régulateur permet d'asser-

vir en boucle fermée la température d'une éprouvette grâce à une résistance chauffante. Il est important d'adapter la puissance de la résistance chauffante au système asservi. En effet, une puissance de chauffe trop importante va faire osciller la température autour de la température de consigne alors qu'une puissance de chauffe trop faible limitera la température maximale imposée. Afin d'assurer la meilleure stabilité en température possible, une attention toute particulière a été portée à l'isolation thermique du système. Une enceinte composée de polystyrène extrudé (XPS de conductivité thermique  $0.036 \text{ W}/(\text{m.K})$ ) de 80 mm d'épaisseur a été fabriquée pour contenir le banc oedométrique. Un bac contenant environ 30 kg de sable a été disposé dans la partie inférieure de l'enceinte pour apporter de l'inertie thermique au système. Un câble chauffant d'une puissance de 400 W, asservi par un système PID (Proportionnel, Intégral, Dérivée) permet de réguler la température du bac de sable. La Figure 6.2 présente l'évolution de la température de trois éprouvettes en fonction du temps. Le temps pour atteindre l'équilibre thermique de l'enceinte est d'environ un jour. Après cette phase transitoire, le cycle jour/nuit semble très bien amorti au sein de l'enceinte climatique. On peut noter une légère différence entre les 3 capteurs de température. Cette erreur systématique d'environ  $0.4 \text{ }^\circ\text{C}$  est compatible avec la précision des capteurs indiquée par le fabricant ( $\pm 0.4 \text{ }^\circ\text{C}$ ). Le système permet donc d'imposer une température relativement fixe aux trois éprouvettes. La température de chaque éprouvette est mesurée près de l'échantillon. Le système possède une grande inertie thermique ce qui permet à la température d'être stable au sein de l'enceinte mais, d'un autre côté, le système est peu réactif lorsqu'il s'agit de faire varier la température imposée (environ 12 h pour augmenter la température de  $10 \text{ }^\circ\text{C}$ ). Pour cette raison, nous n'utiliserons ce dispositif qu'en condition isotherme. Nous ne travaillerons donc pas avec des températures variables en cours d'essai. Dans l'essai présenté ici, la déviation standard mesurée pour chacun des trois capteurs sur une durée de dix jours environ ne dépasse pas  $\pm 0.1 \text{ }^\circ\text{C}$ . Les baisses rapides de température correspondent aux moments où l'enceinte climatique est ouverte pour charger les oedomètres. On peut noter que la température retrouve assez rapidement (environ 1 h) sa valeur d'avant l'ouverture de la porte de l'enceinte.

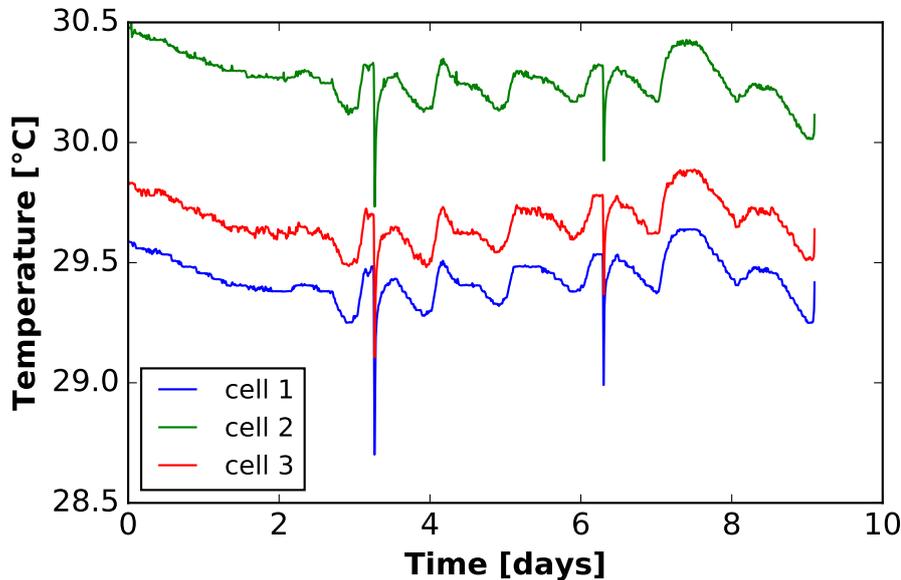


FIGURE 6.2 – Évolution de la température en fonction du temps pour les 3 oedomètres de l'enceinte

### 6.1.2 Système d'imposition de l'humidité relative

Différentes méthodes ont été testées pour imposer une humidité relative aux éprouvettes. Le dispositif expérimental est basé sur une pompe à membrane qui souffle de l'air à travers un flacon bulleur. L'air humide est ensuite collecté puis insufflé dans l'éprouvette. Un capteur mesure l'humidité relative de l'air entrant dans l'éprouvette. Par la suite, deux méthodes d'imposition de l'humidité relative seront détaillées : la première utilise des solutions salines et la seconde est basée sur le principe de la variation de la pression de vapeur saturante avec la température.

#### Méthode de contrôle par phase vapeur

Cette méthode, décrite dans la section 5.2.1, utilise un flux d'air passant dans la solution saline saturée avant d'être injecté dans l'éprouvette. Afin d'éviter des changements d'humidité relative dus à des changements de température des solutions salines, les solutions salines sont placées dans l'enceinte à température contrôlée. La Figure 6.3 schématise le dispositif expérimental avec

le contrôle de la succion par solutions salines. Utiliser trois solutions salines saturées différentes permet d'imposer trois humidités relatives distinctes.

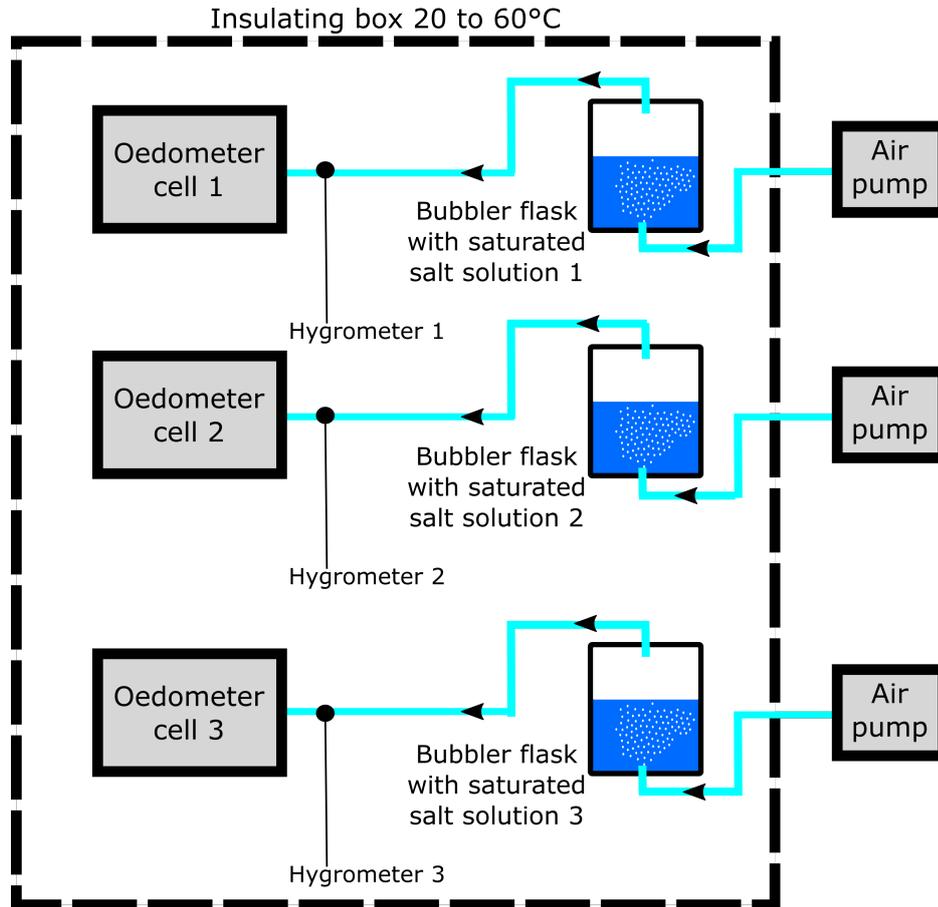


FIGURE 6.3 – Schéma du dispositif expérimental de contrôle de la succion par phase vapeur.

### Méthode de contrôle par variation de la pression de vapeur saturante avec la température

La Figure 6.4 schématise le dispositif expérimental dans sa configuration avec le contrôle de la succion par variation de la pression de vapeur saturante avec la température (section 5.2.1). Le polystat impose une température à l'eau contenue dans le flacon bulleur comprise entre 0 et 60 °C. Cette méthode permet aisément d'imposer des paliers d'humidité relative en imposant des

paliers de température au flacon bulleur, mais demande plus de matériel que la méthode de contrôle par phase vapeur. C'est pourquoi cette méthode sera réservée pour les essais à humidité relative variable alors que la méthode de contrôle par phase vapeur sera utilisée pour les essais à humidité relative constante.

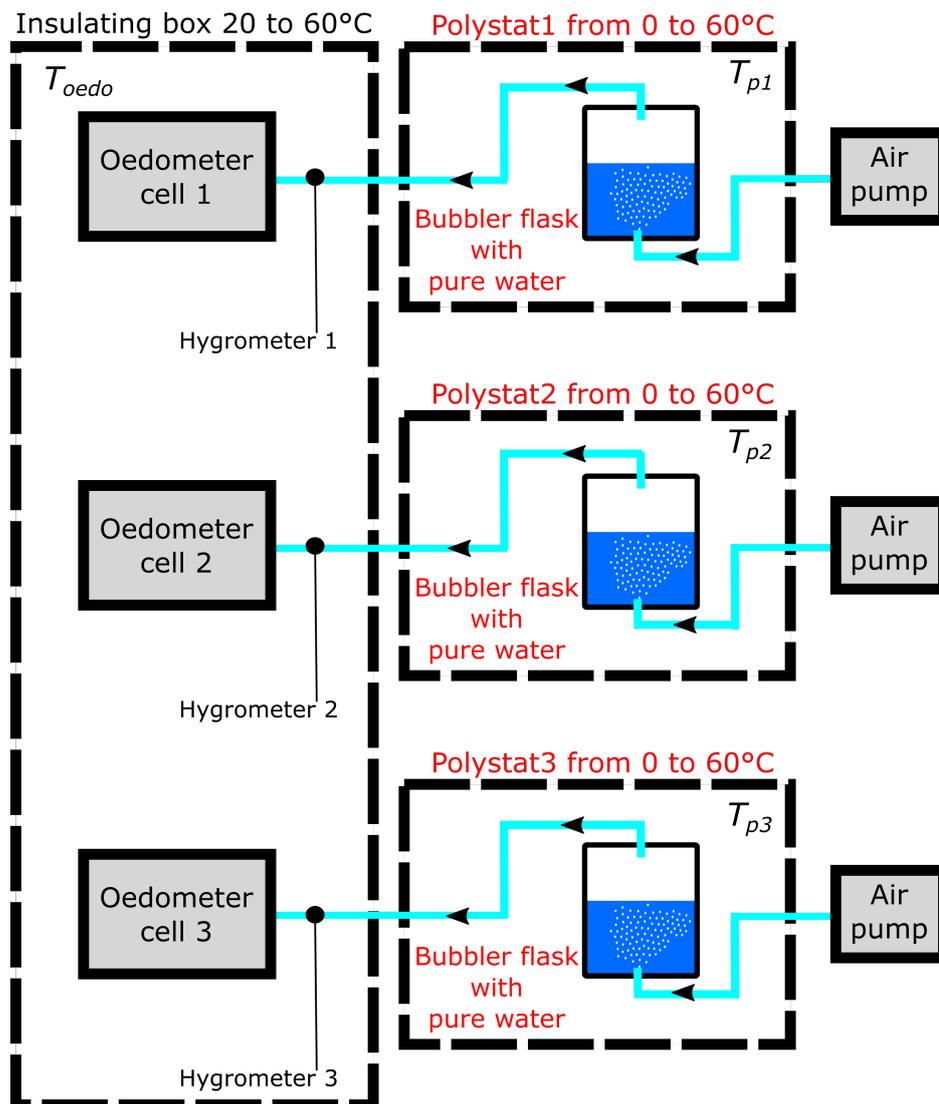


FIGURE 6.4 – Schéma du dispositif expérimental de contrôle de la succion par la méthode de variation de la pression de vapeur saturante avec la température.

### Vérification théorique de la saturation des bulles d'air

Les méthodes de contrôle de l'humidité relative sont basées sur la bonne saturation des bulles d'air dans le flacon bulleur. C'est pourquoi nous avons effectué une vérification théorique de l'état de saturation des bulles à la sortie du flacon bulleur pour une hauteur d'eau de 15 cm correspondant à la hauteur d'eau contenue dans un flacon bulleur. Nous avons évalué le rayon maximal des bulles permettant d'assurer la bonne saturation de l'air à la température considérée. Il convient pour cela de comparer deux temps caractéristiques en fonction du diamètre de la bulle considérée :

- le temps de diffusion de la vapeur d'eau dans la bulle d'air de rayon  $R$ ,
- le temps que met la bulle à traverser la colonne d'eau contenue dans le flacon bulleur.

La diffusion de la vapeur d'eau dans la bulle est régie par la loi de diffusion unidimensionnelle (sphérique),

$$\frac{\partial n}{\partial t} = D\Delta n \quad (6.1)$$

avec  $n$  le nombre de particules de l'espèce considérée et  $D = 2.92 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$  à 40 °C sous une pression de 1 bar (Poling *et al.*, 2004). Ce qui donne un temps caractéristique  $\tau$  de

$$\tau = \frac{R^2}{D} \quad (6.2)$$

et  $R$  la distance de diffusion correspondant ici au rayon de la bulle.

En appliquant le principe fondamental de la dynamique en régime stationnaire, la vitesse limite  $v$  d'une bulle vaut, en prenant en compte la loi de Stokes pour les frottements visqueux :

$$v = \frac{2 \mu g R^2}{9 h} \quad (6.3)$$

avec  $\mu$  la viscosité dynamique de l'eau,  $R$  le rayon de la bulle,  $g$  l'accélération de la pesanteur et  $h$  la hauteur d'eau.

La comparaison des temps caractéristiques en fonction du rayon de la bulle est donnée par la Figure 6.5 pour une hauteur d'eau de 15 cm. Pour assurer la bonne saturation des bulles d'air en vapeur d'eau, le rayon maximal théorique des bulles doit être d'environ 0.75 mm. L'utilisation d'un embout fritté "porosité 1" ayant des pores dont le diamètre est compris entre 90 et 150  $\mu\text{m}$  dans le flacon bulleur permet donc d'assurer la bonne saturation des bulles d'air.

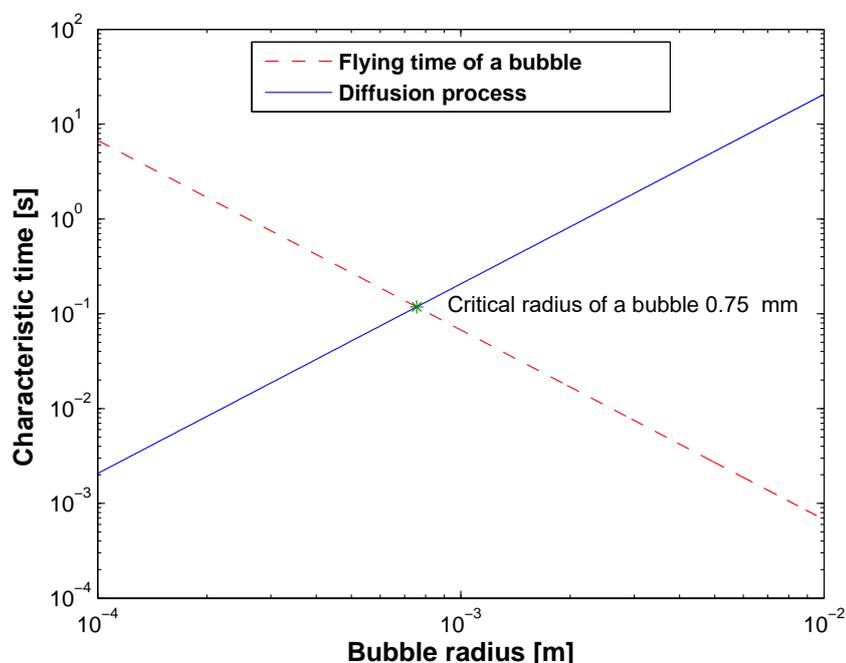


FIGURE 6.5 – Comparaison du temps caractéristique de diffusion de l'eau dans les bulles et du temps de parcours de la bulle dans l'eau pour une hauteur d'eau fixée à 15 cm.

### 6.1.3 Cellule oedométrique utilisée

La Figure 6.6 présente une des cellules oedométriques de diamètre 38 mm utilisées pour les essais. Une mesure de température et d'humidité relative est réalisée dans l'air avant que celui-ci ne soit injecté dans l'éprouvette.

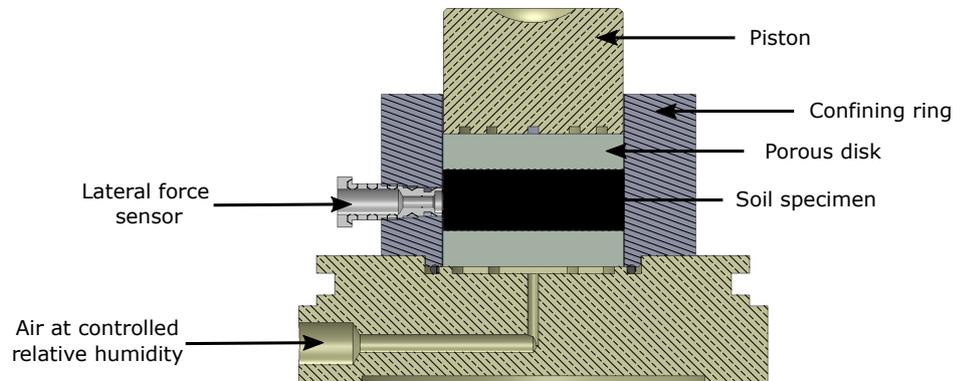


FIGURE 6.6 – Cellule oedométrique (diamètre 38 mm) utilisée permettant la mesure de la pression latérale.

Cette mesure est assurée par un capteur T311 de marque Comet (précision de  $\pm 2.5\%$  pour l'humidité relative et de  $\pm 0.4$  °C pour la température). La mesure des déplacements est assurée par un duo de capteurs : un LVDT de 3 mm de course permettant une mesure à  $0.1 \mu\text{m}$  près et un comparateur digital avec une course de 12 mm pour une résolution de  $1 \mu\text{m}$ . Les mesures présentées sont obtenues par le LVDT. Des capteurs Kyowa PS-50KD M2 sont utilisés pour les mesures de pression totale latérale. Ces capteurs miniatures sont compensés en température sur la gamme de 0 à 50 °C et sont placés sur la paroi latérale de l'anneau de confinement. Le diamètre du capteur est de 6 mm et une mesure du module élastique dans sa zone de linéarité est de 2.5 GPa. Par comparaison, le module d'Young de l'acier pour l'anneau de confinement est d'environ 200 GPa ([Cambridge University Engineering Department, 2003](#)). Le Tableau 6.1 donne pour différents types de matériaux le module d'Young ([Bowles, 1988](#)).

Mis à part pour les schistes, on peut affirmer que le module d'Young du capteur est grand devant le module d'Young du sol testé et donc que la condition oedométrique est bien respectée pour les argiles et les sables.

Sol	Module d'Young (MPa)
Argile molle	5 à 25
Argile raide	50 à 100
Sable lâche	10 à 25
Sable dense	50 à 81
Schiste	150 à 5000

TABLE 6.1 – Valeur moyenne du module d'Young pour différents sols d'après [Bowles \(1988\)](#).

## 6.2 Essais préliminaires sur un sable de Hostun

### 6.2.1 Le sable de Hostun

Les essais préliminaires ont été réalisés sur un sable de Hostun lâche. Le sable de Hostun est un sable aux grains sub-angulaires (Figure 6.7).

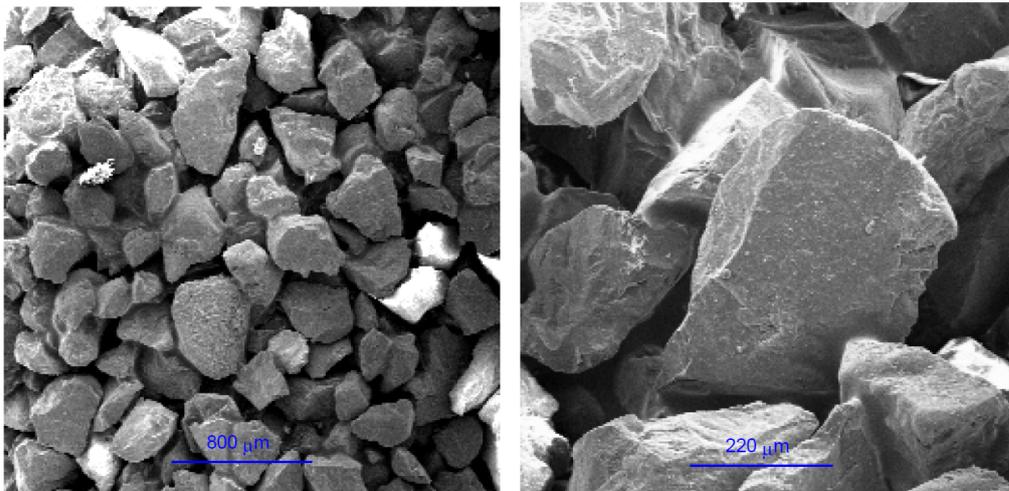


FIGURE 6.7 – Vues au microscope électronique à balayage d'une éprouvette de sable d'Hostun préparée par pluviation à sec ([Benahmed, 2001](#)).

La courbe de rétention du sable de Hostun pour un indice des vides de 0.9 est donnée par la Figure 6.8.

Pour une succion supérieure à 10 kPa (ce qui correspond à une humidité relative d'équilibre inférieure à 99.99%), la variation de saturation du sable est négligeable.

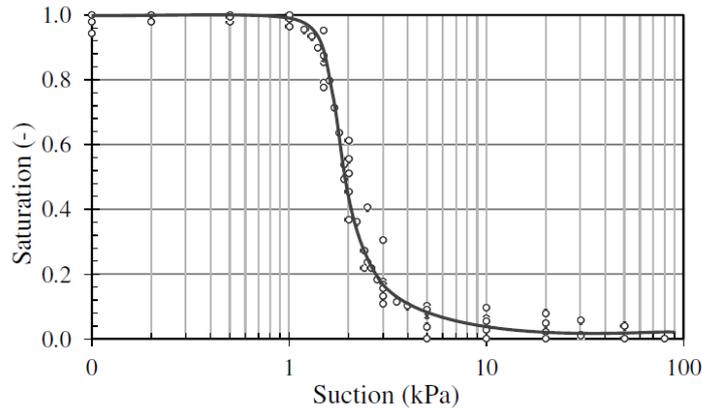


FIGURE 6.8 – Courbe de rétention du sable de Hostun (Khaddour, 2015).

La surface spécifique, définie comme le rapport de la surface des grains solides sur la masse des grains solides du matériau, est proche de  $0.05 \text{ m}^2/\text{g}$  pour un sable. Pour adsorber 3 couches de molécules d'eau (soit une épaisseur d'eau adsorbée de 1 nm), il faut apporter une quantité de  $5 \times 10^{-5}$  grammes d'eau par gramme de sable. Ainsi, une faible variation de la quantité d'eau peut changer grandement le nombre de couches d'eau adsorbées par les grains.

### 6.2.2 Programme expérimental préliminaire

Le sable est mis en place par pluviation à sec pour permettre un état initial lâche (indice des vides initial proche de 1). Le programme des essais sur le sable est détaillé dans la Table 6.2. Deux températures ont été testées ( $25.6^\circ\text{C}$  et  $41^\circ\text{C}$ ) avec 3 humidités relatives différentes imposées par la méthode des solutions salines. Pour une humidité relative proche de 100%, on utilise de l'eau pure (distillée). Pour une humidité relative intermédiaire, on utilise une solution aqueuse saturée de chlorure de sodium (NaCl). Pour une humidité relative faible, on utilise une solution saturée de carbonate de potassium ( $\text{K}_2\text{CO}_3$ ). Les éprouvettes sont désignées par leurs températures et leurs humidités relatives selon le patron  $ST\_H_r$ .

Éprouvettes	Indice des vides	Humidité relative	Température
	initial	imposée	[°C]
S25_50	0.98	50% ± 0.5%	25.6 ± 0.1
S25_73	0.98	73% ± 0.9%	25.6 ± 0.1
S25_91	0.98	91% ± 0.5%	25.5 ± 0.1
S41_41	0.98	41% ± 1%	41 ± 0.5
S41_68	0.99	68% ± 3%	41 ± 0.5
S41_76	0.95	76% ± 4%	41 ± 0.5

TABLE 6.2 – Programme expérimental sur le sable de Hostun.

### 6.2.3 Résultats sur le sable de Hostun

La Figure 6.9 présente les résultats de consolidation pour le sable de Hostun pour les deux températures testées en fonction de l'humidité relative.

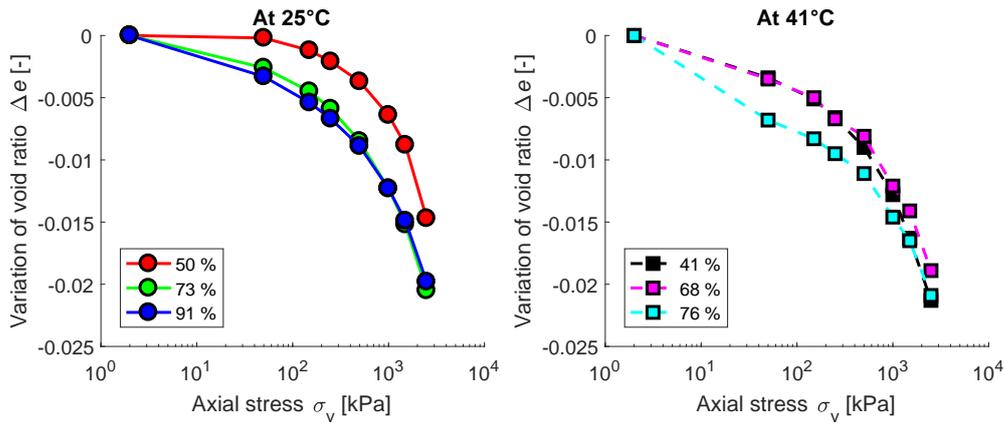


FIGURE 6.9 – Résultats de consolidation pour le sable de Hostun à 25 °C et 41 °C.

On peut noter que l'indice des vides diminue avec la contrainte axiale pour toutes les valeurs d'humidité relative et de température testées. Comme nous pouvions penser, à indice des vides et température fixés, la variation d'indice des vides est plus importante pour les humidités relatives les plus importantes.

La Table 6.3 donne les paramètres mécaniques en fonction de la température et de l'humidité relative pour la sable de Hostun. On peut remarquer que l'indice de compression ( $C_c$ ) diminue légèrement avec une augmentation

Chapitre 6. Influence de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique de géomatériaux

Température $T$ Humidité relative $H_r$	25.6 °C 50%	25.6 °C 73%	25.5 °C 91%	41 °C 41%	41 °C 68%	41 °C 76%
Indice de gonflement $C_s$	0.0001	0.0020	0.0025	0.0026	0.0027	0.0052
Indice de compression $C_c$	0.027	0.024	0.022	0.022	0.021	0.020
Coefficient des terres au repos $K_0$	0.44	0.41	0.44	0.47	0.42	0.38

TABLE 6.3 – Paramètres mécaniques du sable Hostun en fonction de la température.

de la température et diminue avec une augmentation de l'humidité relative. Cependant, l'écart entre les valeurs est très faible et on peut raisonnablement considérer que l'indice de compression est constant avec la température et l'humidité relative dans la gamme de températures et d'humidités relatives testées.

L'indice de gonflement, quant à lui, semble indépendant de la température ou l'humidité relative pour les valeurs intermédiaires. En effet, à l'exception des deux valeurs extrêmes (à 25.6 °C pour 50% d'humidité relative et à 41 °C pour 76% d'humidité relative), les valeurs de l'indice de gonflement sont très proches (0.0020, 0.0025, 0.0026 et 0.0027). Il serait intéressant de savoir si les valeurs de l'indice de gonflement à 25.6 °C pour 50% d'humidité relative et à 41 °C pour 76% d'humidité relative sont imputables à des imprécisions lors de la réalisation de l'expérience ou si elles montrent une réelle dépendance de l'indice de gonflement par rapport à la température et à l'humidité relative.

De plus, on observe que l'indice de gonflement est environ dix fois plus petit que l'indice de compression (sauf pour les valeurs extrêmes : à 25.6 °C pour 50% d'humidité relative et à 41 °C pour 76% d'humidité relative). Ceci laisse à penser à une erreur de mesure à faible contrainte de l'indice de gonflement dans les deux cas extrêmes. Il paraît donc raisonnable d'affirmer que, en accord avec la partie bibliographique (section 5.5), la température et l'humidité relative n'influencent pas l'indice de gonflement. L'indice de compression d'après l'étude bibliographique diminue avec une augmentation de la température alors qu'expérimentalement on ne note pas d'influence de la

température sur l'indice de compression du sable testé.

Dans tous les cas, le chemin de contrainte, dans le plan  $p - q$  ou dans le plan  $\sigma_v - \sigma_h$  est linéaire (Figure 6.10). Le chemin de contrainte est caractérisé

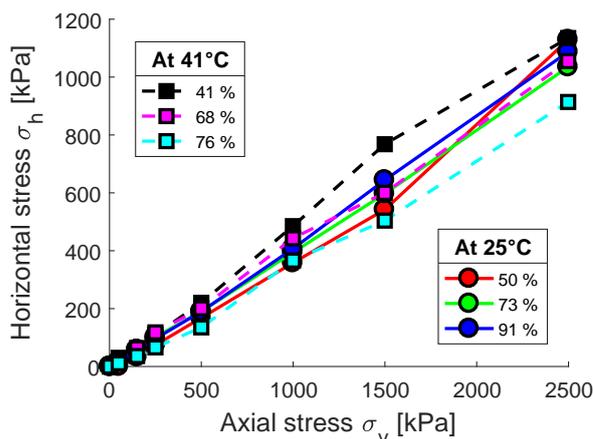


FIGURE 6.10 – Chemin de contrainte pour le sable de Hostun à 25 °C et 40 °C.

par sa pente qui correspond au coefficient des terres aux repos dans le plan  $\sigma'_v - \sigma'_h$  (voir Table 6.3). Il est à noter qu'à 25 °C, l'humidité relative n'a pas d'influence sur le coefficient des terres au repos, alors qu'à 41 °C, le coefficient des terres au repos diminue quand l'humidité relative augmente. L'humidité relative a donc un effet plus important sur le coefficient des terres au repos à 41 °C qu'à 25 °C.

#### 6.2.4 Conclusions sur le sable de Hostun

Dans le cas de notre étude préliminaire sur le sable de Hostun, la température et l'humidité relative ne semblent pas avoir d'influence sur l'indice de compression ainsi que sur l'indice de gonflement.

La température modifie le comportement hydro-mécanique du matériau. En effet, à 25 °C, le chemin de contrainte et ainsi le coefficient des terres aux repos ne dépend pas de l'humidité relative, alors qu'à 41 °C, le coefficient des terres aux repos diminue avec l'augmentation de l'humidité relative.

Nous pouvons donc conclure que le dispositif expérimental permet de donner des informations sur le comportement THM de géomatériaux. Cependant, dans le cas du sable de Hostun, les déformations observées sont très faibles, et, dans ce cas, il est difficile d'assurer la représentativité des mesures. C'est pourquoi nous avons décidé de consacrer une étude à l'influence des effets différés sur le comportement THM d'un matériau de construction exhibant des déformations différées plus importantes : le béton cellulaire.

## 6.3 Essais préliminaires sur un béton cellulaire

### 6.3.1 Le béton cellulaire

Le béton cellulaire est un béton léger utilisé comme matériau de construction pour la structure de bâtiments particuliers ou de faible hauteur. C'est un matériau utilisable pour la construction de murs porteurs, isolant et répondant aux exigences des Bâtiment Basse Consommation (BBC) et à la Réglementation Thermique 2012 (RT2012). Les éléments sont préfabriqués en usine selon un procédé décrit ci-après.

#### Composition et procédé de fabrication

La composition approximative du mélange permettant de réaliser des blocs de béton cellulaire est la suivante ([FeBeCel, 2016](#)) :

- 44% de sable de quartz siliceux
- 41% d'eau
- 12% de chaux
- 3% de ciment (CEM II)
- 0.06% de poudre d'aluminium

Les pièces sont moulées et passées en autoclave sous une pression d'environ 11 bars à 180 °C pendant 10 à 12 heures. Deux réactions chimiques importantes ont lieu pendant la prise du matériau :

- formation de bulles de gaz par libération de dihydrogène et formation d'aluminate tricalcique hexahydrate
$$3\text{Ca}(\text{OH})_2 + 2\text{Al}_{(\text{solide})} + 6\text{H}_2\text{O} \longrightarrow \text{Ca}_3(\text{Al}(\text{OH})_6)_2 + 3\text{H}_{2(\text{gaz})},$$
- formation de cristaux de tobermorite ( $\text{Ca}_5\text{H}_2(\text{Si}_3\text{O}_9)_2$ )
$$6\text{SiO}_2 + 5\text{Ca}(\text{OH})_2 \longrightarrow \text{Ca}_5\text{H}_2(\text{Si}_3\text{O}_9)_2 + 4\text{H}_2\text{O}.$$

La tobermorite est un minéral blanc (Figure 6.11) ayant une structure très similaire aux C-S-H (Silicate de Calcium Hydraté) du ciment Portland. C'est la tobermorite qui assure la résistance mécanique du matériau. La libération



FIGURE 6.11 – Cristal de tobermorite naturel (blanc) avec de la calcite (bleu) (Weissman et Nikischer, 2005).

de bulles de dihydrogène en cours de prise permet d'obtenir une structure lacunaire très légère. Le béton cellulaire est un matériau qui, de par sa structure, assure une très bonne isolation thermique (Samson *et al.*, 2016). La conductivité thermique de notre bloc commercial (Cellumat) donnée par la fiche technique est de 0.11 W/m·K.

#### Caractéristiques mécaniques et structurales

La masse volumique du béton cellulaire testé, donnée par le fabricant (Cellumat), est de 350 kg/m<sup>3</sup>. Il fait partie des bétons cellulaires les plus légers du marché. La fiche technique du constructeur indique pour notre béton cellulaire une résistance en compression simple de  $R_c = 3$  MPa, un module

d'Young  $E_c = 1938$  MPa et un module de cisaillement  $G_c = 775$  MPa (voir annexe 1).

Le comportement mécanique différé du matériau est encore mal connu même si une étude interne de la fédération des fabricants (FeBeCel, 2016) portant sur le fluage du béton cellulaire a été réalisée (Figure 6.12). La norme prévoit la prise en compte des effets différés par l'introduction d'un coefficient de fluage  $\phi$  valant 0.3, agissant sur le module élastique à long terme  $E_{c\infty}$ .

$$E_{c\infty} = \frac{E_c}{1 + \phi} \quad (6.4)$$

Le coefficient  $\phi$  ne dépend pas des conditions environnementales telles que la température ou l'humidité relative.

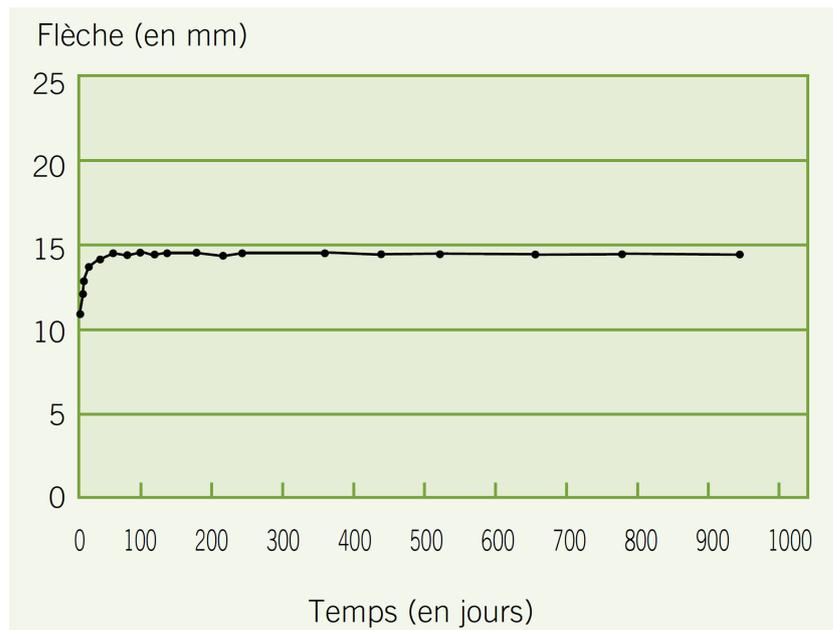


FIGURE 6.12 – Essai de fluage à long terme du béton cellulaire (FeBeCel, 2016).

Concernant la microstructure, une série d'images par microscopie électronique à balayage ont été réalisées par le constructeur (Figure 6.13). On peut noter la présence de grands pores (macropores) de forme sphérique (Figure 6.13(a)), correspondant à la formation de bulles pendant la prise, et la

présence de feuillets de tobermorite ainsi que de vides entre les feuillets à plus petite échelle (micropores) (Figure 6.13(b)). Une estimation de la répartition des volumes par le fabricant donne environ 50% de vide contenu dans les macropores, 30% de vide représentant la microporosité et enfin environ 20% de volume de solide.

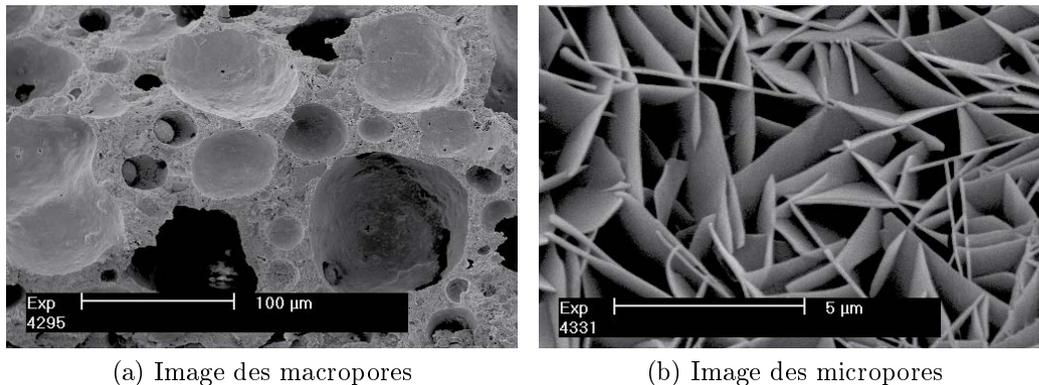


FIGURE 6.13 – Image MEB de béton cellulaire (FeBeCel, 2016).

Des essais ont été effectués pour permettre une caractérisation plus précise du matériau.

**Masse volumique des grains solides : mesure au pycnomètre à hélium** Une mesure de la masse volumique des grains solides a été réalisée au pycnomètre à hélium. La mesure est basée sur le principe suivant : le matériau, préalablement broyé et séché à l'étuve à 60°C, est placé dans une enceinte de volume connu. De l'hélium est ensuite injecté dans l'enceinte pour atteindre une certaine pression. Connaissant la quantité d'hélium injectée il est alors possible de connaître précisément le volume occupé par la phase solide de notre matériau et ainsi par simple pesée, de déterminer la masse volumique des grains solides de notre matériau. Nous obtenons une valeur de 2.55 g/cm<sup>3</sup>.

**Résistance en compression simple en fonction de l'humidité** Des éprouvettes ont été testées en compression simple après avoir été équilibrées

à une certaine humidité relative par la méthode des solutions salines décrite dans la section 5.2.1. Les éprouvettes de diamètre 38 mm et de hauteur 76 mm sont emballées dès leur sortie des dessiccateurs, dans un papier cellophane, avant d'être testées. La valeur au pic de la résistance en compression simple est mesurée (Figure 6.14) et reportée en fonction de l'humidité relative sur la Figure 6.15. L'humidité relative de l'éprouvette n'est pas contrôlée pendant la phase de compression. Cependant, la phase de compression est rapide (quelques minutes) et les éprouvettes sont emballées dans un papier cellophane pour prévenir tout transfert hydrique. On suppose donc que l'humidité relative pendant la phase de test est la même que celle de l'atmosphère fermée dans laquelle l'éprouvette a été équilibrée.

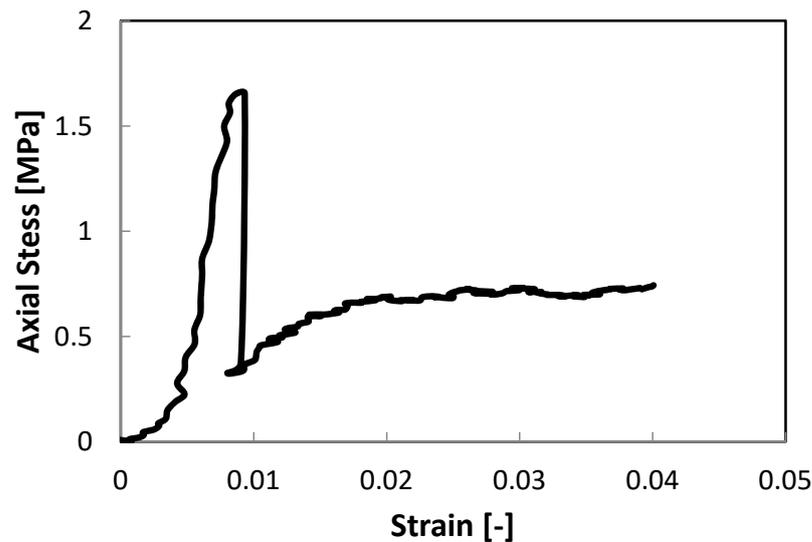


FIGURE 6.14 – Courbe contraintes-déformations d'un essai de résistance en compression simple à humidité relative fixée.

La contrainte axiale augmente rapidement pour des déformation très faibles (inférieures à 1%) pour atteindre un pic à une valeur supérieure à 1.5 MPa. La rupture intervient pour une déformation inférieure à 1%. Le matériau après rupture acquiert une résistance résiduelle qui augmente légèrement avec la déformation axiale pour atteindre une asymptote d'environ 0.7 MPa.

À toutes les humidités testées, la rupture intervient pour une valeur de

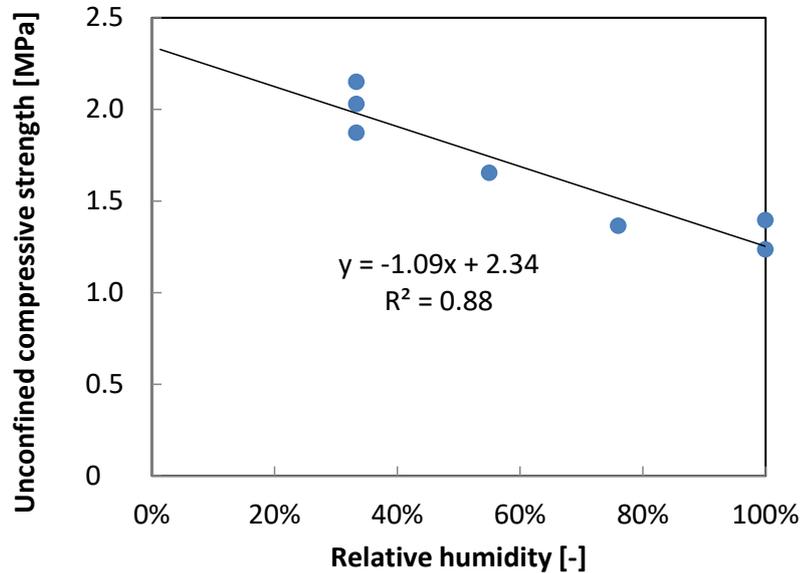


FIGURE 6.15 – Influence de l’humidité relative sur la résistance en compression simple du béton cellulaire.

déformation inférieure à 1%. Le mode de rupture fait du béton cellulaire un matériau fragile. Les essais sont reproductibles : pour une humidité relative de 33%, trois essais ont été réalisés sur trois éprouvettes et les valeurs de résistance au pic obtenues sont très proches ( $2.00 \pm 0.14$  MPa). On peut remarquer que la résistance en compression simple diminue avec l’humidité relative de l’éprouvette. Ce résultat est en accord avec la bibliographie pour d’autres matériaux (Section 5.4.4). Cependant, on peut noter que toutes les résistances mesurées sont inférieures à la valeur de la résistance en compression simple donnée par le fabricant qui est de 3 MPa. Cela provient peut être de la géométrie (cubes) des éprouvettes testées par le fabricant et du fait qu’il ait préalablement séché les éprouvettes à une humidité relative de  $6 \pm 2\%$ .

**Porosimétrie et microtomographie** Un essai de porosimétrie a été réalisé pour estimer la porosité comprise entre 360 et  $0.005 \mu\text{m}$  à l’aide d’un porosimètre autopore IV (micromeritics). La Figure 6.16 donne l’évolution du volume injecté en fonction du diamètre d’accès des pores ainsi que la distribution des tailles de pores déduite de l’évolution du volume injecté. La

porosimétrie mesure, en fonction de la pression d'injection, le volume injecté. À partir de la valeur de la pression de mercure, il est possible de déterminer un rayon équivalent (Washburn, 1921) correspondant au rayon d'accès des pores.

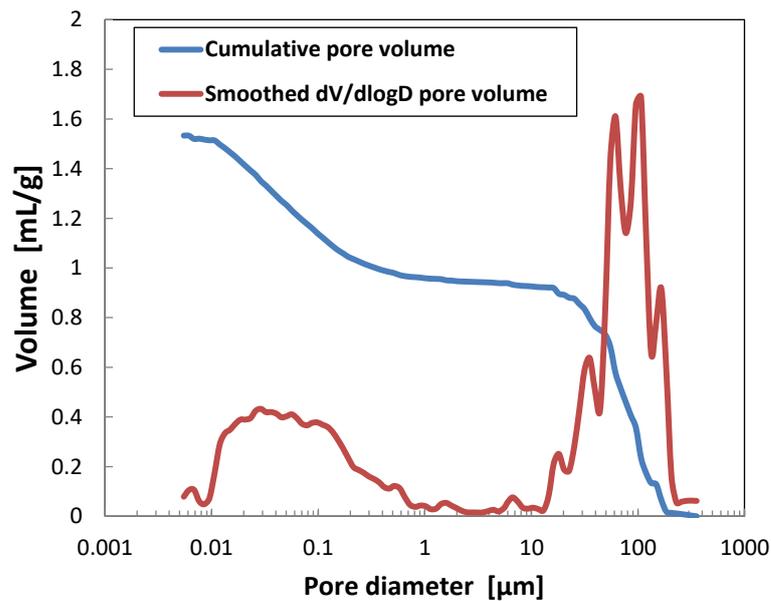


FIGURE 6.16 – Essai porosimétrique sur le béton cellulaire, volume injecté en fonction du diamètre de pore équivalent.

Deux familles de pores sont identifiables : une famille dont le diamètre d'accès est centré autour de  $80 \mu\text{m}$  et une autre dont le diamètre d'accès se situe autour de  $0,05 \mu\text{m}$ . La famille de diamètre d'accès moyen de  $0,05 \mu\text{m}$  représente la microporosité illustrée par la Figure 6.13.

La porosimétrie ne permet pas de caractériser les pores dont le diamètre d'accès est millimétrique. Pour caractériser la structure du matériau à une échelle plus grande, des projections ont été obtenues par microtomographie aux rayons X. Une éprouvette cylindrique de diamètre 1 cm et de hauteur 4 cm a été utilisée (Figure 6.17).

Une série de 1200 projections a été réalisée. Les projections ont été utilisées pour effectuer une reconstruction en trois dimensions de l'éprouvette (Figure 6.18).

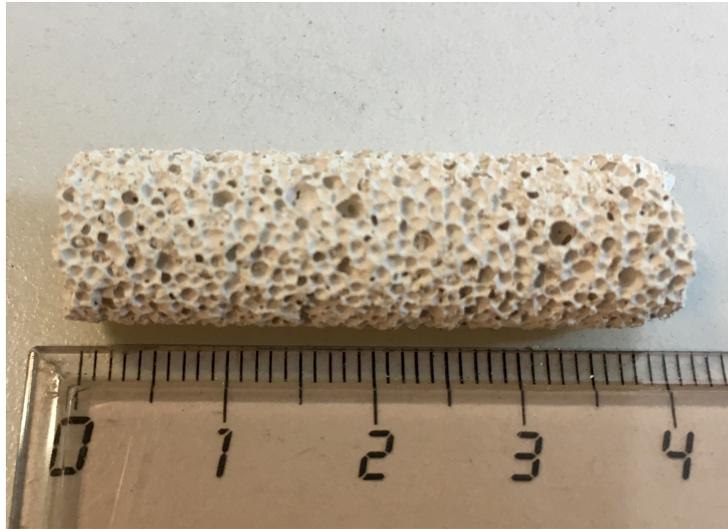


FIGURE 6.17 – Photographie de l'éprouvette de béton cellulaire utilisée pour la microtomographie au rayons X.

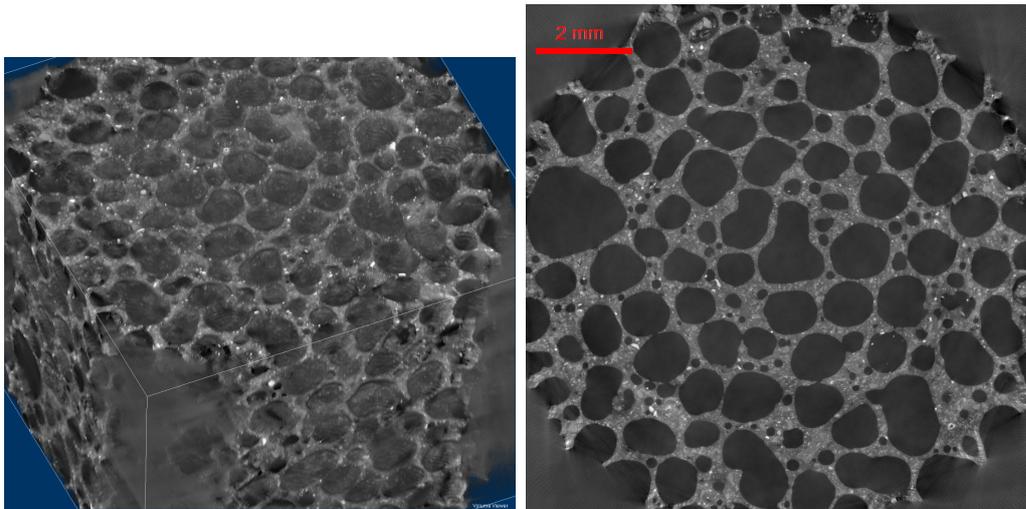


FIGURE 6.18 – Microtomographie à rayon X du béton cellulaire.

La structure alvéolaire du matériau est clairement observable. La géométrie des pores est sphérique ou ellipsoïdale. La taille des voxels lors de la reconstruction tridimensionnelle est d'environ  $6 \mu\text{m}$ . Trois phases sont identifiables : en noir, les vides ; en gris clair, la matrice composée de tobermorite et, en blanc, un élément plus lourd présent en très petite quantité qui est vraisemblablement l'aluminate tricalcique hexahydrate.

Enfin, grâce à un traitement des projections acquises, la distribution des tailles de pores a été évaluée à l'échelle millimétrique. Pour différentes projections, nous avons calculé le rayon maximal du disque pouvant être inséré dans chaque pore en fonction de l'intensité des pixels. La Figure 6.19 présente, en fonction de la taille de pore, la somme des valeurs des pixels contenues dans un pore en fonction du diamètre du pore considéré. Ceci donne une estimation de la distribution de la taille de pore de l'échantillon et ce pour quatre coupes horizontales situées à différentes hauteurs dans l'éprouvette. La comparaison des quatre courbes montre que les résultats sont très similaires entre deux coupes. Deux groupes de pores sont identifiables : un groupe centré sur 0.42 mm de diamètre et un groupe inférieur à 0.1 mm. Ce dernier groupe est comparable au groupe dont le rayon d'accès est de  $80 \mu\text{m}$  identifié par porosimétrie.

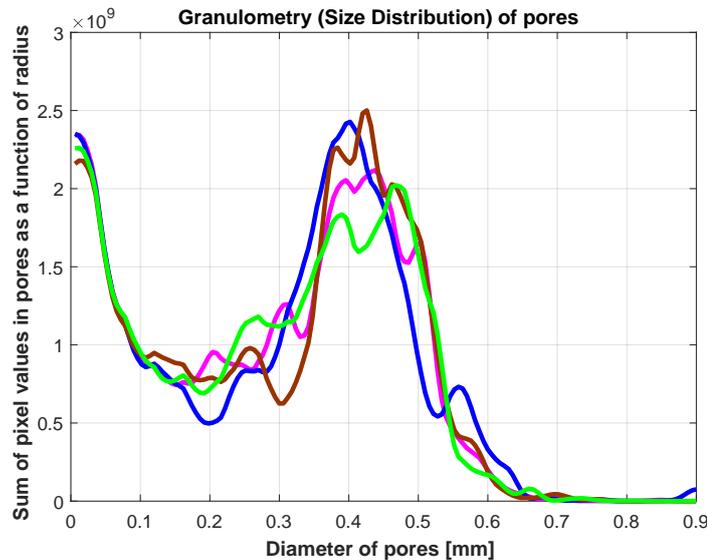


FIGURE 6.19 – Identification par analyse d'image de la distribution de la taille de pore dans le béton cellulaire pour quatre projections de zones différentes dans l'éprouvette scannée.

Pour conclure, trois grandes familles de pores ont été identifiées :

- une famille de pores millimétriques centrée sur  $420 \mu\text{m}$  de diamètre d'accès de pore,

- une famille de pores intermédiaires centrée sur  $80\ \mu\text{m}$  de diamètre d'accès de pore,
- une famille de pores micrométriques centrée sur  $0.05\ \mu\text{m}$  de diamètre d'accès de pore.

#### 6.3.2 Comportement Thermo-Hydro-Mécanique

Une série d'expériences a été réalisée grâce au dispositif expérimental développé, en imposant trois humidités relatives différentes et cela pour trois températures. Les expériences ont été réalisées en condition uniaxiale. En effet, après de nombreux essais infructueux en condition oedométrique, il n'a été possible de tester les éprouvettes de béton cellulaire qu'en condition uniaxiale. L'impossibilité de tester les éprouvettes en condition oedométrique est attribuée à la concomitance de deux phénomènes. Tout d'abord, les très faibles déformations latérales du matériau avant rupture obligeant à forcer le matériau dans l'anneau de confinement pour assurer le contact nécessaire à la condition oedométrique. Ensuite, la rugosité importante du matériau induisant, malgré nos efforts de graissage de l'enceinte, un frottement latéral de l'éprouvette sur l'anneau de confinement très important. S'en suit une évolution des déformations axiales en marche d'escalier apparentée à un phénomène de coller-glisser ("Stick-slip"). De plus, avec l'apparition d'un frottement latéral important, l'état de contrainte n'est pas homogène dans l'éprouvette. C'est pourquoi nous avons décidé de tester les éprouvettes en condition uniaxiale.

#### Préparation des éprouvettes

Un protocole de fabrication des éprouvettes a été défini. A partir d'un bloc de béton cellulaire commercial, des carottes de diamètre 50 mm ont été extraites. Afin d'obtenir deux surfaces planes parallèles, on réalise des découpes avec une scie à fil puis un surfaçage au papier de verre. Enfin, pour éliminer les poussières résultantes de la découpe, les éprouvettes sont soufflées avec de l'air comprimé. La hauteur finale des éprouvettes est de 30 mm, elle corres-

pond à la hauteur maximale que le dispositif permet d'imposer. Cependant, l'élanement des éprouvettes reste très faible (0.6) alors que pour des essais de résistance uniaxiale, la norme prévoit un élanement minimal de 2 pour caractériser la rupture du matériau.

### Programme expérimental

Les différents essais réalisés sont regroupés dans le tableau 6.4.

Éprouvette	Hauteur initiale	Humidité relative imposée	Température [°C]
B32_28	29.7 mm	28% ± 4%	32 ± 0.1
B32_57	31.2 mm	57% ± 8%	32 ± 0.1
B32_100	29.9 cm	100% ± 1%	32 ± 0.1
B37_27	29.5 mm	27% ± 1.3%	36.7 ± 0.7
B37_51	30.1 mm	51% ± 1.3%	37.1 ± 0.7
B37_100	30.0 mm	100% ± 1%	37 ± 1
B43_20	28.3 mm	20% ± 2%	42.8 ± 1.1
B43_44	30.5 mm	44% ± 5%	43.4 ± 1.3
B43_99	30.2 mm	99% ± 1%	43.1 ± 1.1

TABLE 6.4 – Programme expérimental sur le béton cellulaire

Trois températures ont été testées avec trois humidités relatives différentes : l'humidité relative la plus élevée est imposée par phase vapeur en utilisant de l'eau pure, l'humidité relative la plus basse est imposée par phase vapeur (Chapitre 5.2.1) avec une solution saline saturée de carbonate de potassium ( $K_2CO_3$ ), enfin l'humidité relative intermédiaire est imposée par variation de la pression de vapeur saturante avec la température (Chapitre 5.2.1).

### Équilibration thermique et hydrique

Les éprouvettes sont équilibrées en température et en humidité relative avant d'être testées. Pendant cette phase de mise en équilibre, un suivi des déformations est effectué. Lorsque les déformations sont stabilisées, nous considérons alors que l'éprouvette est en équilibre thermo-hydrique et nous débutons

alors l'essai de compression uniaxial. La Figure 6.20 montre l'évolution des déformations pendant la phase d'équilibration.

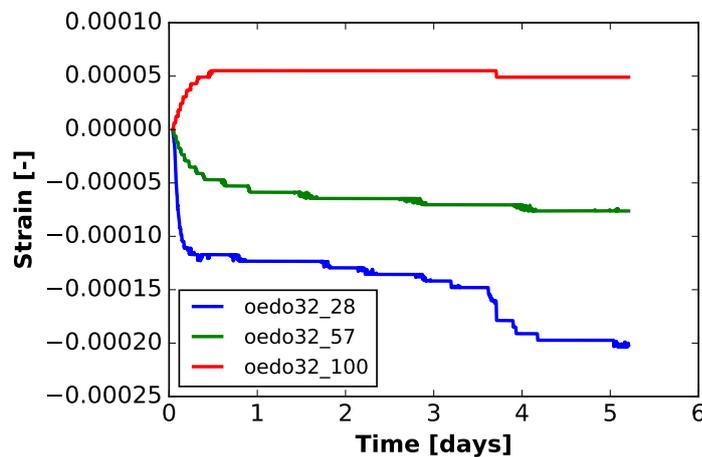


FIGURE 6.20 – Évolution des déformations pendant la phase d'équilibration thermo-hydrrique.

Pour les humidités les plus faibles (28% et 57%), on observe une contraction du matériau d'autant plus importante que l'humidité relative imposée est faible. Inversement, lorsque l'on impose une humidité relative de 100%, on observe des déformations de dilatation de près de  $5 \times 10^{-5}$ . Cela provient du fait que l'humidité relative initiale est comprise entre 57% et 100%. La durée d'équilibration dépend de l'humidité relative imposée et est comprise entre deux et quatre jours.

## Résultats

La Figure 6.21 présente pour le premier palier de contrainte, l'évolution des déformations en fonction du logarithme du temps pour les trois éprouvettes testées simultanément à 43 °C.

L'évolution des déformation en fonction du logarithme du temps est affine pour les trois courbes présentées. Les légères perturbations mesurées en fin de palier sont dues à l'ouverture périodique de l'enceinte.

En fonction de l'humidité relative imposée et de la température, nous avons déterminé la pente de la régression linéaire entre les déformations et le

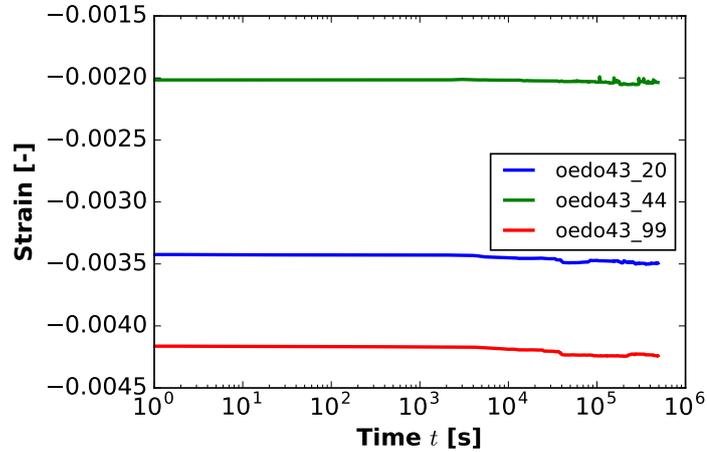


FIGURE 6.21 – Évolution des déformations en fonction du logarithme du temps pour les trois éprouvettes testées simultanément à 43 °C pour le premier palier de contrainte.

logarithme du temps, et cela, pour chaque palier de chargement. Les résultats sont présentés dans la Table 6.5.

Éprouvette	Palier 1	Palier 2	Palier 3
	50 kPa	151 kPa	251 kPa
B32_28	$16.4 \times 10^{-6}$	$8.82 \times 10^{-6}$	$5.76 \times 10^{-6}$
B32_57	$1.17 \times 10^{-6}$	$12.3 \times 10^{-6}$	$12.1 \times 10^{-6}$
B32_100	$4.51 \times 10^{-6}$	$19.6 \times 10^{-6}$	$19.0 \times 10^{-6}$
B37_27	$6.97 \times 10^{-6}$	$6.90 \times 10^{-6}$	$36.3 \times 10^{-6}$
B37_51	$3.37 \times 10^{-6}$	$17.0 \times 10^{-6}$	$10.2 \times 10^{-6}$
B37_100	$39.2 \times 10^{-6}$	$68.3 \times 10^{-6}$	$21.3 \times 10^{-6}$
B43_20	$14.7 \times 10^{-6}$	$9.89 \times 10^{-6}$	$13.3 \times 10^{-6}$
B43_44	$10.8 \times 10^{-6}$	$6.48 \times 10^{-6}$	$4.44 \times 10^{-6}$
B43_99	$15.5 \times 10^{-6}$	$19.7 \times 10^{-6}$	$8.31 \times 10^{-6}$

TABLE 6.5 – Indice de compression secondaire ( $C_\alpha$ ) en fonction de la température et de l'humidité relative du béton cellulaire pour différents niveaux de contraintes

Les surfaces représentant l'indice de compression secondaire en fonction du niveau de contrainte et de l'humidité relative pour les 3 températures testées sont visibles sur la Figure 6.22.

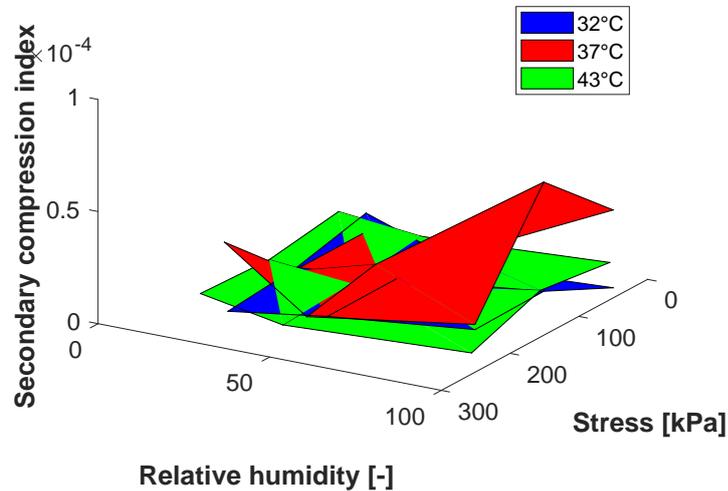


FIGURE 6.22 – Évolution de l'indice de compression secondaire en fonction du niveau de contrainte, de la température et de l'humidité relative pour le béton cellulaire.

On peut noter que globalement, le niveau de contrainte n'influence que très peu l'indice de compression secondaire. De plus, l'indice de compression augmente avec l'humidité relative et cela quel que soit le niveau de contrainte appliqué. Enfin, nous ne pouvons pas dégager de tendance claire concernant l'influence de la température. En effet, les valeurs obtenues à 32 et à 43 °C sont très proches alors que les valeurs obtenues à 37 °C sont plus importantes, tout particulièrement pour les humidités relatives les plus élevées.

### 6.3.3 Conclusions et perspectives

Le dispositif expérimental développé permet de caractériser l'influence de la température et de l'humidité relative sur le comportement mécanique différé de géomatériaux très poreux comme le sable lâche ou le béton cellulaire. Différentes méthodes d'imposition de l'humidité relative ont été testées. La technique de contrôle par phase vapeur utilisant des solutions salines est facile à mettre en place mais ne donne accès qu'à un nombre discret de valeurs d'humidité relative. De plus les valeurs imposées dépendent de la température de travail. Une autre méthode testée utilise la variation de la

pression de vapeur saturante avec la température. Cette méthode demande un matériel plus conséquent (cryostat) mais permet d'imposer n'importe quelle valeur d'humidité relative à l'éprouvette. Nous avons vu à travers l'exemple du sable et du béton cellulaire que malgré nos efforts, il est très difficile de dégager des tendances claires concernant l'influence de la température sur le comportement mécanique différé des géomatériaux. Cependant, on peut noter que plus le matériau est humide, plus l'indice de compression secondaire est important et cela quelle que soit la température considérée. Il serait intéressant d'utiliser le dispositif expérimental et particulièrement la technique d'imposition de l'humidité relative par variation de la pression de vapeur saturante avec la température pour faire des cycles d'humidification et de séchage sous charge à température constante pour qualifier les effets transitoires dus à un changement d'humidité du matériau testé. De plus, avec de très légères modifications, il serait possible de tester des matériaux ayant une perméabilité très faible tels que des argiles ou des bétons conventionnels. Pour cela, il faudrait s'inspirer par exemple du dispositif de [Ye et al. \(2012\)](#).

# Chapitre 7

## Conclusions et perspectives

### 7.1 Conclusions

L'étude expérimentale du comportement différé des géomatériaux à été largement abordée dans ce travail. Nous avons pu identifier, en conditions oedométrique et isotherme, l'influence des effets de vitesse sur l'état de contrainte d'une éprouvette. Ce travail a montré qu'à vitesse de déformation constante, la relation entre le déviateur des contraintes et la contrainte moyenne effective ne semble pas dépendre de la vitesse imposée : montrant par là même que le chemin de contrainte et le coefficient des terres au repos pour des contraintes moyennes grandes devant la limite élastique apparente d'un matériau argileux est une caractéristique de nature du sol et non d'état du matériau. Seuls les changements de vitesse de déformation induisent des variations du chemin de contrainte et donc du coefficient des terres au repos expliquant ainsi les constats expérimentaux réalisés par [Mesri et Castro \(1987\)](#). Une diminution de la vitesse de déformation visco-plastique provoque une augmentation du coefficient des terres au repos du matériau.

Un cadre de modélisation élasto/visco-plastique a été proposé pour prendre en compte les effets de vitesse sur le comportement mécanique en condition oedométrique. L'influence de chaque paramètre sur le comportement mécanique modélisé du matériau a été mise au jour grâce à l'implémentation au point matériel du modèle. Les deux paramètres visqueux introduits n'ont pas

le même rôle : le paramètre visqueux  $N$  conditionne l'influence de la vitesse sur le comportement visco-plastique (plus  $N$  est faible, plus l'influence de la vitesse est grande) et la viscosité  $\eta$  influence seulement la valeur de la limite élastique apparente. À la faveur de l'utilisation d'une loi d'écoulement non associée, il est possible de modéliser et de prédire de manière satisfaisante le comportement mécanique d'une éprouvette d'argile en condition oedométrique.

Le développement et la mise en place d'un dispositif expérimental original d'étude des couplages Thermo-Hydro-Mécaniques avec capteur de pression latérale a permis d'étudier le chemin de contrainte d'un sable en fonction de la température et de l'humidité relative. Sur un béton cellulaire, matériau de construction à la fois écologique et économique, l'influence de la température et de l'humidité relative sur les propriétés différées a été caractérisée.

Nous avons vu à travers la modélisation mise en place qu'il est possible de simuler les effets différés de manière satisfaisante avec un modèle somme toute assez simple. Des pistes existent pour prendre en compte les effets de température ou d'humidité relative sur le comportement mécanique des géomatériaux. Pour la prise en compte des effets d'humidité relative en régime transitoire, nous avons identifié deux modèles prometteurs ([Pereira \(2014\)](#) et [Bui \*et al.\* \(2016\)](#)). Différentes méthodes ont été proposées pour prendre en compte les effets de température sur des cadres de modélisation existants ([Yashima \*et al.\*, 1998](#); [Laloui \*et al.\*, 2008](#)). Cependant, il paraît encore difficile d'intégrer à la fois les effets transitoires induits par un changement de température et d'humidité relative, d'autant plus qu'il peut exister des effets de couplage thermo-hydro-mécaniques.

## 7.2 Perspectives

Concernant l'influence de la vitesse sur le comportement mécanique des sols, il serait grandement intéressant de compléter notre étude avec un autre matériau argileux. Lors d'un essai oedométrique par palier, réaliser une mesure précise de la vitesse de déformation instantanée lors de la transition entre la phase de consolidation primaire et la phase de consolidation secondaire don-

nerait des pistes permettant idéalement, d'expliciter le lien qui doit exister entre la vitesse de déformation imposée, la préconsolidation apparente et les paramètres visqueux du sol considéré.

Il serait intéressant de compléter l'étude réalisée sur le béton cellulaire par une analyse de la porosité des éprouvettes avant et après fluage afin de comprendre quelle est la porosité impactée par le comportement différé, même si les niveaux de déformation sont faibles. En effet, après analyse d'image, nous avons pu identifier trois grandes familles de taille de pore au sein du matériau. La question serait de savoir si chacune des familles de taille de pore est affectée par la consolidation secondaire ou si le changement de porosité se concentre sur une famille en particulier.

Pour les matériaux cimentaires, il existe un couplage fort entre la variation d'humidité relative et le fluage. Les déformations de fluage seront plus importantes si au cours de l'essai, l'éprouvette subit des variations de saturation. La part supplémentaire des déformations, calculée comme la différence de déformation entre une éprouvette ayant subit des variations de saturation et une éprouvette de référence à la même température mais ayant une saturation constante, est appelée effet Pickett. À ce jour, il n'a pas été observé de comportement analogue sur les sols, mais au vu des similarités entre le comportement différé des sols et des matériaux cimentaires, il serait intéressant de vérifier expérimentalement l'existence ou non d'un effet Pickett sur les sols et si cet effet dépend de la température (question encore en suspens sur les bétons). Le dispositif expérimental développé pour caractériser les effets transitoires induits par un changement de température et/ou d'humidité relative pourrait être utilisé dans ce but. De plus, les données expérimentales seraient grandement utiles pour le développement d'un modèle permettant la prise en compte des effets transitoires induits par des changements de température et d'humidité relative.



# Bibliographie

- ABU-ZREIG, M. M., AL-AKHRAS, N. M. et ATTOM, M. F. (2001). Influence of heat treatment on the behavior of clayey soils. *Applied Clay Science*, 20(3):129–135. *Cited page 175*
- ALONSO, E., PEREIRA, J. M., VAUNAT, J. et OLIVERRA, S. (2010). A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique*, 60(12):913–925. *Cited page 186*
- ASHBY, M. F. et JONES, D. R. H. (1996). *Engineering materials 1 : an introduction to their properties and applications*. Butterworth-Heinemann, second edi édition. *Cited page 44*
- ASTM INTERNATIONAL (2006). 4186-06. Standard test method for one-dimensional consolidation properties of saturated cohesive soils using controlled-strain loading. *West Conshohocken, PA, USA*. *Cited page 77*
- ATKINSON, J. H., RICHARDSON, D. et ROBINSON, P. J. (1987). Compression and Extension of K0 Normally Consolidated Kaolin Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(12):1468–1482. *Cited page 70*
- AUGUSTESEN, A., LIINGAARD, M. et LADE, P. V. (2004). Evaluation of Time-Dependent Behavior of Soils. *International Journal of Geomechanics*, 4(3):137–156. *Cited page 45*
- BAUDET, B. et STALLEBRASS, S. (2004). A constitutive model for structured clays. *Géotechnique*, 54(4):269–278. *Cited page 157*

## BIBLIOGRAPHIE

---

- BECKETT, C. T. S. (2011). *The Role of Material Structure in Compacted Earthen Building Materials : Implications for Design and Construction*. Thèse de doctorat, Durham. *Cited pages 179, 180, et 187*
- BENAHMED, N. (2001). *Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. *Cited page 207*
- BISHOP, A. W., WILFRED, A. et HENKEL, D. J. (1962). The measurement of soil properties in the triaxial test. *Cited page 49*
- BJERRUM, L. (1967). Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings. *Géotechnique*, 17(2):83–118. *Cited pages 48, 106, 107, et 113*
- BORJA, R. I. et KAVAZANJIAN, E. (1985). A constitutive model for the stress-strain-time behaviour of wet clays. *Géotechnique*, 35(3):283–298. *Cited page 111*
- BOUDALI, M., LEROUÉIL, S. et MURTHY, B. (1994). Viscous behaviour of natural soft clays. *In Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg*, pages 411–416. *Cited pages 178, 193, et 194*
- BOWLES, J. E. (1988). *Foundation Analysis and Design*. Mcgraw-hill. *Cited pages 206 et 207*
- BUI, T. A., WONG, H., DELERUYELLE, F. et ZHOU, A. (2016). Constitutive modelling of the time-dependent behaviour of partially saturated rocks. *Computers and Geotechnics*, 78:123–133. *Cited pages 192, 195, et 228*
- BURGHIGNOLI, a., DESIDERI, A. et MILIZIANO, S. (2000). A laboratory study on the thermomechanical behaviour of clayey soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(4):764–780. *Cited pages 176, 178, et 181*
- BURLAND, J. B. (2002). The Stabilization of the Leaning Tower of Pisa. *Journal of Architectural Conservation*, 8(3):7–23. *Cited page 33*

- 
- CAMBRIDGE UNIVERSITY ENGINEERING DEPARTMENT (2003). *Materials data book*. Cambridge University Engineering Department.  
*Cited pages 74 et 206*
- CARRIER, B. (2014). *Influence of water on the short-term and long-term mechanical properties of swelling clays : experiments on self-supporting films and molecular simulations*. Thèse de doctorat, Université Paris-Est.  
*Cited pages 189 et 190*
- CARRIER, B., VANDAMME, M., PELLENQ, R. J., BORNERT, M., FERRAGE, E., HUBERT, F. et VAN DAMME, H. (2016). Effect of Water on Elastic and Creep Properties of Self-Standing Clay Films. *Langmuir*, 32(5):1370–1379.  
*Cited page 189*
- CEKEREVAC, C. et LALOU, L. (2004). 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.  
*Cited pages 176 et 178*
- COUSSY, O. (2010). *Mechanics and Physics Porous Solid*. *Cited page 167*
- CUI, Y. J., SULTAN, N. et DELAGE, P. (2000). A thermomechanical model for saturated clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(3):607–620.  
*Cited pages 176 et 177*
- CUISINIER, O. et LALOU, L. (2004). Fabric evolution during hydromechanical loading of a compacted silt. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28(6):483–499. *Cited page 186*
- CUISINIER, O. et MASROURI, F. (2005). Hydromechanical behaviour of a compacted swelling soil over a wide suction range. *Engineering Geology*, 81(3):204–212.  
*Cited pages 186 et 187*
- DE GENNARO, V. et PEREIRA, J. M. (2013). A viscoplastic constitutive model for unsaturated geomaterials. *Computers and Geotechnics*, 54:143–151.  
*Cited page 191*

## BIBLIOGRAPHIE

---

- DEGAGO, S., JOSTAD, H., OLSSON, M., GRIMSTAD, G. et NORDAL, S. (2010). Time- and stress-compressibility of clays during primary consolidation. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, pages 125–130.  
*Cited page 109*
- DELAGE, P. et CUI, Y. J. (2000). L'eau dans les sols non saturés. *Techniques de l'ingénieur Géotechnique*.  
*Cited pages 166 et 170*
- DELAGE, P. et CUI, Y. J. (2008). An evaluation of the osmotic method of controlling suction. *Geomechanics and Geoengineering*, 3(1):1–11.  
*Cited page 172*
- DELAGE, P., SULTAN, N. et CUI, Y. J. (2000). On the thermal consolidation of Boom clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(2):343–354.  
*Cited pages 176, 180, et 181*
- DESARNAUD, J., BERTRAND, F. et SHAHIDZADEH-BONN, N. (2013). Impact of the Kinetics of Salt Crystallization on Stone Damage During Rewetting/Drying and Humidity Cycling. *Journal of Applied Mechanics*, 80(2):020911.  
*Cited page 172*
- DI BENEDETTO, H., TATSUOKA, F. et ISHIHARA, M. (2002). Time-dependent shear deformation characteristics of sand and their constitutive modelling. *Soils and foundations*, 42(2):1–22.  
*Cited pages 62 et 63*
- DROUET, E. (2010). *Impact de la température sur la carbonatation des matériaux cimentaires : prise en compte des transferts hydriques*. Thèse de doctorat, ENS Cachan.  
*Cited page 182*
- DYSLI, M. (1997). *Mécanique des sols : Notes du cours B2-2. Cycle post-grade : Géologie appliquée à l'ingénierie et à l'environnement*. EPFL.  
*Cited page 46*
- ERIKSSON, L. G. (1989). Temperature effects on consolidation properties of sulphide clays.  
*Cited pages 176 et 177*
- FEBECCEL (2016). *Le béton cellulaire : Matériau d'avenir*. FeBeCel.  
*Cited pages 212, 214, et 215*

- FODIL, A., ALOULOU, W. et HICHER, P.-Y. (1997). Viscoplastic behaviour of soft clay. *Géotechnique*, 47(3):581–591. *Cited page 110*
- FRANCOIS, B. (2008). *Thermo-plasticity of fine-grained soils at various saturation states : Application to nuclear waste disposal*. Thèse de doctorat, EPFL. *Cited page 186*
- FRANCOIS, B. et LALOU, L. (2010). An oedometer for studying combined effects of temperature and suction on soils. *Geotechnical Testing Journal*, 33(2):1–11. *Cited pages 174 et 175*
- FRANCOIS, B., SALAGER, S., EL YOUSOUFI, M. S., UBALS PICANYOL, D., LALOU, L. et SAIX, C. (2007). Compression Tests on a Sandy Silt at Different Suction and Temperature Levels. *In Computer Applications In Geotechnical Engineering*, pages 1–10, Reston, VA. American Society of Civil Engineers. *Cited pages 174, 176, et 186*
- GARDNER, R. (1955). Relation of temperature to moisture tension of soil. *Soil Science*, 79(4):257–266. *Cited page 182*
- GENNARO, V. D., PEREIRA, J. M., GUTIERREZ, M. et HICKMAN, R. (2009). On the viscoplastic modelling of porous chalks. *Time*, 1:44–64. *Cited pages 112 et 192*
- GENS, A. (2009). Some issues in constitutive modelling of unsaturated soils. *Unsaturated soils : Theoretical and numerical advances in unsaturated soil mechanics*, 1(2):613–626. *Cited page 166*
- GHALI, A. et TREVINO, J. (1985). Relaxation of steel in prestressed concrete. *Journal of Prestressed Concrete Institute*, 30(5):82–90. *Cited page 48*
- GHEMBAZA, M. S., TAÏBI, S. et FLEUREAU, J. M. (2015). New thermal triaxial apparatus for unsaturated soils using the osmotic method. *Arabian Journal of Geosciences*, 8(6):3365–3380. *Cited page 174*
- GRIGGS, D. (1939). Creep of Rocks. *The Journal of Geology*, 47(3):225–251. *Cited page 43*

## BIBLIOGRAPHIE

---

- GUAYACÁN-CARRILLO, L.-M. (2016). *Analysis of long-term closure in drifts excavated in Callovo-Oxfordian claystone : roles of anisotropy and hydromechanical couplings*. Thèse de doctorat, Université Paris Est.  
*Cited page 35*
- HAWLEY, J. (1975). Discussion : The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress. *Géotechnique*, 25(4):817–817.  
*Cited page 107*
- HOPMANS, J. W. et DANE, J. H. (1986). Temperature Dependence of Soil Water Retention Curves. *Soil Science Society of America Journal*, 50(3):562.  
*Cited page 182*
- HOUSTON, S. L., HOUSTON, W. N. et WILLIAMS, N. D. (1985). Thermo Mechanical Behavior of Seafloor Sediments. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(11):1249–1263.  
*Cited page 181*
- IMAI, G., OHMUKAI, N. et TANAKA, H. (2005). An isotaches-type compression model for predicting long term consolidation of KIA clays. In *Proceedings of the Symposium on the Geotechnical Aspects of Kansai International Airport*, pages 49–64.  
*Cited pages 59 et 60*
- IMAI, G., TANAKA, Y. et SAEGUSA, H. (2003). One-Dimensional Consolidation Modeling Based on the Isotach Law for Normally Consolidated Clays. *Soils and Foundations*, 43(4):173–188.  
*Cited pages 103, 104, et 112*
- JAKY, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 78(22):355–358.  
*Cited pages 55, 68, 82, 84, et 99*
- JAMIN, F. (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.  
*Cited page 177*
- JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTTA, R. et PEPE, C. (1993). Leaning tower of Pisa- updated information. In *International Conference on Case*

- 
- Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, Missouri. University of Missouri–Rolla. *Cited pages 33 et 34*
- KHADDOUR, G. (2015). *Multi-scale characterisation of the hydro-mechanical behaviour of unsaturated sand : water retention and triaxial responses*. Thèse de doctorat, UNIVERSITÉ GRENOBLE ALPES. *Cited page 208*
- KIM, Y. T. et 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. *Cited page 103*
- KIMOTO, S. et OKA, F. (2005). An elasto-viscoplastic model for clay considering destructuration and consolidation analysis of unstable behavior. *Soils and Foundations*, 45(2):29–42. *Cited page 110*
- KONGKITKUL, W., TATSUOKA, F., DUTTINE, A., KAWABE, S., ENOMOT, T. et DI BENEDETTO, H. (2008). Modelling and simulation of rate-dependent stress-strain behaviour of granular materials in shear. *Soils and Foundations*, 48(2):175–194. *Cited page 90*
- KUTTER, B. L. et SATHIALINGAM, N. (1992). Elastic-viscoplastic modelling of the rate-dependent behaviour of clays. *Géotechnique*, 42(3):427–441. *Cited page 111*
- LADD, C., FOOTT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER, F. et POULOS, H. (1977). Stress-deformation and strength characteristics. *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pages 421–494. *Cited pages 47 et 48*
- LAI, X., WANG, S., YE, W. et CUI, Y. J. (2014). Experimental investigation on the creep behavior of an unsaturated clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(6):621–628. *Cited pages 188 et 189*
- LALOU, L. (2001). Thermo-mechanical behaviour of soils. *Revue Française de Génie Civil*, 5(6):809–843. *Cited pages 176 et 178*

## BIBLIOGRAPHIE

---

- LALOUI, L., LEROUEIL, S. et 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.  
Cited pages [179](#), [194](#), et [228](#)
- LEMAITRE, J. et CHABOCHE, J.-L. (2009). *Mechanics of solid materials*.  
Cited page [192](#)
- LEONARDS, G. (1977). Panel discussion. In *Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng*, pages 384–386, Tokyo. Cited page [48](#)
- LEONI, M., KARSTUNEN, M. et VERMEER, P. A. (2008). Anisotropic creep model for soft soils. *Géotechnique*, 58(3):215–226. Cited page [111](#)
- LEROUEIL, S. (2006). The isotache approach. Where are we 50 years after its development by Prof. Šuklje? In *Proc. 13th Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering*, volume 2, pages 55–88.  
Cited pages [57](#), [58](#), [64](#), [65](#), et [103](#)
- LEROUEIL, S., KABBAJ, M., TAVENAS, F. et BOUCHARD, R. (1985). Stress–strain–strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Géotechnique*, 35(2):159–180. Cited pages [48](#), [58](#), [59](#), et [61](#)
- LEROUEIL, S. et MARQUES, M. E. S. (1996). Importance of strain rate and temperature effects in geotechnical engineering. In *Geotechnical Special Publication*.  
Cited page [176](#)
- LI, P. Q. et BAUDET, B. (2016). Strain rate dependence of the critical state line of reconstituted clays. *Géotechnique Letters*, 6(1):66–71.  
Cited pages [60](#), [62](#), [69](#), et [150](#)
- LIDE, D. R. (2010). *CRC Handbook of Chemistry and Physics, 90th Edition*. CRC Press.  
Cited page [185](#)
- LLORET, A., VILLAR, M., SANCHEZ, M., GENS, A., PINTADO, X. et ALONSO, E. E. (2003). Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes. *Géotechnique*, 53(1):27–40.  
Cited pages [186](#) et [187](#)

- MARTIN, R. A. (1966). *The effect of moisture on the compressive and tensile strength on a variety of rock materials*. Thèse de doctorat, UNIVERSITY OF MISSOURI AT ROLLA. *Cited page 187*
- MCLAUGHLIN, C. et MAGEE, T. (1998). The determination of sorption isotherm and the isosteric heats of sorption for potatoes. *Journal of Food Engineering*, 35(3):267–280. *Cited page 183*
- MESRI, G. et CASTRO, A. (1987).  $C\alpha/Cc$  Concept and  $K_0$  During Secondary Compression. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(3):230–247. *Cited pages 52, 54, 55, 56, 83, 84, 98, 99, 159, et 227*
- MESRI, G. et CHOI, Y. (1985a). The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship. In *11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco*, pages 587–590. *Cited page 48*
- MESRI, G. et CHOI, Y. K. (1985b). Settlement Analysis of Embankments on Soft Clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(4):441–464. *Cited pages 108 et 113*
- MESRI, G. et GODLEWSKI, P. M. (1977). Time and Stress-Compressibility Interrelationship. *ASCE J Geotech Eng Div*, 103(5):417–430. *Cited pages 52, 53, 59, 109, et 194*
- MOREIRA, R., VÁZQUEZ, G. et CHENLO, F. (2002). Influence of the Temperature on Sorption Isotherms of Chickpea : Evaluation of Isosteric Heat of Sorption. *Electronic Journal of Environmental, Agricultural and Food Chemistry*, pages 1–11. *Cited page 183*
- MUHAMMED, R. D. (2015). *Study of soil-pile friction, in a calibration chamber, under large number of cycles. Application to design of deep foundations in saturated clays*. Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie - Paris VI. *Cited page 70*

## BIBLIOGRAPHIE

---

- NAVARRO, V. et ALONSO, E. E. (2001). Secondary compression of clays as a local dehydration process. *Géotechnique*, 51(10):859–869. *Cited pages 109, 112, et 113*
- NEVILLE, A. M., DILGER, W. H. et BROOKS, J. J. (1983). *Creep of Plain and Structural Concrete*. Construction Press. *Cited page 43*
- NIČ, M., JIRÁT, J., KOŠATA, B., JENKINS, A. et MCNAUGHT, A., éditeurs (2009). *IUPAC Compendium of Chemical Terminology*. IUPAC, Research Triangle Park, NC. *Cited page 167*
- NISHIMURA, T. et FREDLUND, D. G. (2000). Unconfined Compressive Strength of a Silty Soil and Kaolin Below the Residual State. *In Advances in Unsaturated Geotechnics*, pages 262–274, Reston, VA. American Society of Civil Engineers. *Cited pages 187, 188, et 189*
- NOWAMOOZ, H. et MASROURI, F. (2008). Hydromechanical behaviour of an expansive bentonite/silt mixture in cyclic suction-controlled drying and wetting tests. *Engineering Geology*, 101(3-4):154–164. *Cited page 186*
- NOWAMOOZ, H. et MASROURI, F. (2010). Relationships between soil fabric and suction cycles in compacted swelling soils. *Engineering Geology*, 114(3-4):444–455. *Cited pages 186 et 187*
- OLCHITZKY, E. (2002). *Couplage hydromécanique et perméabilité d'une argile gonflante non saturée sous sollicitations hydriques et thermiques Courbe de sorption et perméabilité à l'eau*. Thèse de doctorat, Ecole des Ponts Paris-Tech. *Cited pages 182 et 183*
- OLDECOP, L. A. et ALONSO, E. E. (2007). Theoretical investigation of the time-dependent behaviour of rockfill. *Géotechnique*, 57(3):289–301. *Cited pages 187, 188, et 189*
- OLSZAK, W. et PERZYNA, P. (1966). On Elastic/Visco-Plastic Soils. *In Rheology and Soil Mechanics / Rhéologie et Mécanique des Sols*, pages 47–57. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg. *Cited pages 105 et 113*

- PAASWELL, R. E. (1967). Temperature Effects on Clay Soil Consolidation. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(3):9–22.  
*Cited page 180*
- PEREIRA, J. M. (2014). Time effects in geomaterials. *Journal of Applied Engineering Science & Technology*, 1(1):31–36. *Cited page 228*
- PERZYNA, P. (1966). Fundamental Problems in Viscoplasticity. *Advances in applied mechanics*, 9:243–377. *Cited pages 105, 110, 118, 192, et 193*
- PICARD, J.-M. (1994). *Ecrouissage thermique des argiles saturées : application au stockage des déchets radioactifs*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. *Cited pages 176, 177, et 178*
- POLING, B. E., PRAUSNITZ, M. et O’CONNELL, J. P. (2004). *The Properties of Gases and Liquids*. McGraw-hill. *Cited page 204*
- POYET, S. et CHARLES, S. (2009). Temperature dependence of the sorption isotherms of cement-based materials : Heat of sorption and Clausius–Clapeyron formula. *Cement and Concrete Research*, 39(11):1060–1067. *Cited pages 184 et 185*
- QU, G., HINCHBERGER, S. D. et LO, K. (2010). Evaluation of the viscous behaviour of clay using generalised overstress viscoplastic theory. *Géotechnique*, 60(10):777–789. *Cited page 110*
- RECORDON, E. (1993). Déformabilité des Sols non Saturés à Diverses Températures. *Revue française de géotechnique*, 65:37–56. *Cited page 174*
- ROMERO, E., GENS, A. et LLORET, A. (2003). Suction effects on a compacted clay under non-isothermal conditions. *Géotechnique*, 53(1):65–81. *Cited pages 174, 175, 176, et 187*
- ROMERO, E., VILLAR, M. et LLORET, A. (2005). Thermo-hydro-mechanical behaviour of two heavily overconsolidated clays. *Engineering Geology*, 81(3):255–268. *Cited pages 174 et 175*

## BIBLIOGRAPHIE

---

- SAINT-ANTONIN, F. (1995). Essais de fluage. *Techniques de l'Ingenieur*, M:1–14. *Cited pages 44 et 45*
- SAIX, C., DEVILLERS, P. et EL YOUSOUFI, M. S. (2000). Éléments De Couplage Thermomécanique Dans La Consolidation De Sols Non Saturés. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(2):308–317. *Cited pages 174 et 177*
- SAIX, C. et JOUANNA, P. (1990). Appareil triaxial pour l'étude du comportement thermique de sols non saturés. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1):119–128. *Cited page 174*
- SALAGER, S. (2007). *Etude de la rétention d'eau et de la consolidation des sols dans un cadre thermo-hydro-mécanique*. Thèse de doctorat, Université Montpellier 2. *Cited pages 168 et 183*
- SALAGER, S., FRANCOIS, B., YOUSOUFI, M. E., LALOU, L. et SAIX, C. (2008). Experimental investigations on temperature and suction effects on compressibility and pre-consolidation pressure of a sandy silt. *Soils and foundations*, 48(4):453–466. *Cited page 174*
- SALAGER, S., YOUSOUFI, M. E. et SAIX, C. (2006). Influence de la température sur le comportement hydrique de milieux poreux partiellement saturés. *XXIV èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil*. *Cited page 182*
- SAMSON, G., PHELIPOT-MARDELÉ, A. et LANOS, C. (2016). A review of thermomechanical properties of lightweight concrete. *Magazine of Concrete Research*, 69(November):1–16. *Cited page 213*
- SANZENI, A., WHITTLE, A. J., GERMAINE, J. T. et COLLESELLI, F. (2012). Compression and Creep of Venice Lagoon Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(10):1266–1276. *Cited page 62*
- SCHMIDT, B. (1966). Earth Pressures at Rest Related to Stress History. *Canadian Geotechnical Journal*, 3(4):239–242. *Cited page 56*
- SMITH, R. et WAHLS, H. (1969). Consolidation under constant rates of strain. *J. Soil Mech. and Found. Division*, 95(SM2):519–539. *Cited page 50*

- SORENSEN, K., BAUDET, B. et SIMPSON, B. (2010). Influence of strain rate and acceleration on the behaviour of reconstituted clays at small strains. *Géotechnique*, 60(10):751–763. *Cited page 69*
- SUKLJE, 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*, pages 201–206. *Cited pages 48, 51, 58, 102, 107, et 113*
- SULTAN, N., DELAGE, P. et CUI, Y. J. (2002). Temperature effects on the volume change behaviour of Boom clay. *Engineering Geology*, 64(2-3):135–145. *Cited pages 176 et 178*
- TAN, Ö., YILMAZ, L. et ZAIMOĞLU, A. (2004). Variation of some engineering properties of clays with heat treatment. *Materials Letters*, 58(7-8):1176–1179. *Cited page 175*
- TANG, A. M. (2005). *Effet de la température sur le comportement des barrières de confinement*. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées. *Cited page 186*
- TANG, A. M. et CUI, Y. J. (2005). Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(1):287–296. *Cited pages 170, 171, et 182*
- TANG, A. M., CUI, Y. J. et BARNEL, N. (2007). A new isotropic cell for studying the thermo-mechanical behavior of unsaturated expansive clays. *Geotechnical Testing Journal*, 30(5):341–348. *Cited page 174*
- TANG, A. M., CUI, Y. J. et BARNEL, N. (2008). Thermo-mechanical behaviour of a compacted swelling clay. *Géotechnique*, 58(1):45–54. *Cited pages 174, 178, 186, et 187*
- TATSUOKA, F. (2007). Inelastic Deformation Characteristics of Geomaterial. *In Soil Stress-Strain Behavior : Measurement, Modeling and Analy-*

## BIBLIOGRAPHIE

---

- sis Geotechnical Symposium in Roma*, pages 1–108. Springer Netherlands.  
*Cited page 63*
- UCHAIPICHAT, A. et KHALILI, N. (2009). Experimental investigation of thermo-hydro-mechanical behaviour of an unsaturated silt. *Géotechnique*, 59(4):339–353.  
*Cited pages 176, 177, et 186*
- VERMEER, P. A. et NEHER, H. (1999). A soft soil model that accounts for creep. In *Proceedings of the International ...*, volume 1, pages 1–13.  
*Cited page 111*
- VLAHINIĆ, I., THOMAS, J. J., JENNINGS, H. M. et ANDRADE, J. E. (2012). Transient creep effects and the lubricating power of water in materials ranging from paper to concrete and Kevlar. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 60(7):1350–1362.  
*Cited page 43*
- WASHBURN, E. W. (1921). Note on a Method of Determining the Distribution of Pore Sizes in a Porous Material. *Proceedings of the National Academy of Sciences*, 7(4):115–116.  
*Cited page 218*
- WEISSMAN, J. G. et NIKISCHER, A. J. (2005). *Photographic guide to mineral species*. Excalibur Mineral Company.  
*Cited page 213*
- WHEELER, S. J., SHARMA, R. S. et BUISSON, M. S. R. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress–strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique*, 53(1):41–54.  
*Cited page 186*
- WIEBE, B., GRAHAM, J., TANG, G. X. et DIXON, D. (1998). Influence of pressure, saturation, and temperature on the behaviour of unsaturated sand-bentonite. *Canadian Geotechnical Journal*, 35:194–205.  
*Cited page 174*
- WOOD, D. M. (1991). *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge.  
*Cited pages 125 et 132*
- YASHIMA, A., LEROUEIL, S., OKA, F. et GUNTORO, I. (1998). Modelling Temperature and Strain Rate Dependent Behavior of Clays : One Dimensional Consolidation. *Soils and foundations*, 38(2):63–73.  
*Cited pages 193, 194, et 228*

- YE, W., ZHANG, Y., CHEN, B., ZHENG, Z., CHEN, Y. et 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. *Cited pages 174, 175, 178, 186, 187, et 226*
- YIN, J.-H. et GRAHAM, J. (1989). Viscous–elastic–plastic modelling of one-dimensional time-dependent behaviour of clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(2):199–209. *Cited pages 56 et 57*
- YIN, J.-H. et GRAHAM, J. (1999). Elastic viscoplastic modelling of the time-dependent stress-strain behaviour of soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4):736–745. *Cited pages 48 et 111*
- YIN, J.-h., ZHU, J.-g. et GRAHAM, J. (2002). A new elastic viscoplastic model for time-dependent behaviour of normally and overconsolidated clays : theory and verification. *Canadian Geotechnical Journal*, 39:157–173. *Cited page 69*
- YIN, Z.-Y., CHANG, C. S., KARSTUNEN, M. et HICHER, P.-Y. (2010). An anisotropic elastic–viscoplastic model for soft clays. *International Journal of Solids and Structures*, 47(5):665–677. *Cited pages 110 et 111*
- YIN, Z.-Y., KARSTUNEN, M., CHANG, C. S., KOSKINEN, M. et LOJANDER, M. (2011). Modeling Time-Dependent Behavior of Soft Sensitive Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(11):1103–1113. *Cited page 117*
- YIN, Z.-y. et WANG, J. (2012). A one-dimensional strain-rate based model for soft structured clays. *Science China Technological Sciences*, 55(1):90–100. *Cited page 59*
- YIN, Z.-Y., yin ZHU, Q., YIN, J.-H. et NI, Q. (2014). Stress relaxation coefficient and formulation for soft soils. *Géotechnique Letters*, 4(1):45–51. *Cited page 64*
- YOSHIKUNI, H., NISHIUMI, H., IKEGAMI, S. et SETO, K. (1994). The creep and effective stress - relaxation behavior on one-dimensional consolidation.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- In Proceedings of the 29th Japan National Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering*, pages 29 : 269–270. Cited pages [57](#) et [58](#)
- YOUNG, J. F. (1967). Humidity control in the laboratory using salt solutions—a review. *Journal of Applied Chemistry*, 17(9):241–245. Cited page [170](#)
- YUAN, Y. (2016). *A new elasto-viscoplastic model for rate-dependent behavior of clays*. Thèse de doctorat, Massachusetts Institute of Technology. Cited pages [109](#) et [112](#)
- YUAN, Y. et WHITTLE, A. J. (2013). Examination on Time-Dependent Soil Models in One-Dimensional Consolidation. *In Constitutive Modeling of Geomaterials*, pages 159–166. Cited page [111](#)
- ZHU, Q.-y., YIN, Z.-y., XU, C.-j., YIN, J.-h. et XIA, X.-h. (2015). Uniqueness of rate-dependency, creep and stress relaxation behaviors for soft clays. *Journal of Central South University*, 22(1):296–302. Cited page [64](#)