



HAL
open science

Impact des conditions environnementales sur le comportement à long terme de sols traités

Nicolas Chabrat

► **To cite this version:**

Nicolas Chabrat. Impact des conditions environnementales sur le comportement à long terme de sols traités. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université de Lorraine, 2024. Français. NNT : 2024LORR0004 . tel-04585485

HAL Id: tel-04585485

<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-04585485>

Submitted on 23 May 2024

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
DE LORRAINE**

**BIBLIOTHÈQUES
UNIVERSITAIRES**

AVERTISSEMENT

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

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

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

Contact bibliothèque : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr
(Cette adresse ne permet pas de contacter les auteurs)

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

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

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

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



UNIVERSITÉ DE LORRAINE

École doctorale Science et Ingénierie des Molécules, des Produits, des Procédés
et de l'Énergie (SIMPPÉ)

Laboratoire d'Énergétique et de Mécanique Théorique et Appliquée (LEMMA)

THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du grade de
Docteur de l'Université de Lorraine
Spécialité : Énergie et mécanique

Par

Nicolas CHABRAT

Impact des conditions environnementales sur le comportement à long terme de sols traités

Soutenue publiquement le 24/01/2024 devant la commission d'examen présidée
par M. Pierre Breul

M. Anthony SOIVE	Directeur de Recherche, CEREMA, Aix-en-Provence	Rapporteur
M. Pascal VILLARD	Professeur, 3SR, Université Grenoble Alpes	Rapporteur
M. Pierre BREUL	Professeur, Institut Pascal, Université Clermont Auvergne	Examinateur
Mme Anne-Lise BEAUCOUR	Professeure, L2MGC, CY Cergy Paris Université	Examinatrice
M. Olivier CUISINIER	Professeur, LEMTA, Université de Lorraine	Directeur de Thèse
Mme Farimah MASROURI	Professeure, LEMTA, Université de Lorraine	Co-Directrice de Thèse
M. Bertrand FRANÇOIS	Professeur associé, Université de Liège	Invité
M. Michel KHATIB	Dr. Ingénieur, Groupe GINGER, Élancourt	Invité

Sur les épaules d'un géant

Remerciements

J'aimerais commencer en associant ce travail de thèse à toutes les personnes qui ont contribué à sa réalisation. Tout d'abord à Olivier Cuisinier, mon directeur de thèse, pour sa rigueur scientifique, pour ses conseils avisés et pour son soutien permanent. Il a su me guider tout au long de la thèse que ce soit sur le plan scientifique, pour la partie expérimentale ou sur le plan rédactionnel. Je remercie également Farimah Masrouri, co-directrice de ma thèse, pour m'avoir accueillie dans son équipe. Merci pour vos encouragements à toujours faire mieux et pour la confiance que vous m'avez accordée tout au long de cette période de thèse.

Merci à Anne Pantet et à Pascal Villard pour leurs conseils avisés lors des comités de suivi mais aussi à M. Pierre Breul pour avoir présidé mon jury de thèse. Merci à Pascal Villard et à Anthony Soive pour avoir accepté d'être rapporteurs de ce travail, pour avoir relu avec attention cette thèse et pour les échanges lors de la soutenance. Merci également à Bertrand François et à Anne-Lise Beaucour pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail et pour avoir examiné ce manuscrit avec attention.

Je tiens à remercier Michel Khatib et Jean Marie Côme qui ont été mes superviseurs en entreprise, ainsi que l'entreprise Ginger CEBTP pour avoir soutenue ce projet de thèse. Je les remercie pour leur aide précieuse qui a été nécessaire dès le début de la thèse avec les prélèvements effectués à Héricourt. À ce titre, je tiens à remercier Yasmina Boussafir et Dimitri Mercadier pour avoir mis à ma disposition de nombreux documents relatif à la construction et au suivi du remblai d'Héricourt.

Je tiens également à remercier sincèrement Giacomo Russo et Enza Vitale avec qui j'ai pu travailler au cours de mes deux mois passés à Naples. Je les remercie pour leur aide constante lorsque j'étais en Italie, et pour nos nombreuses discussions scientifiques qui ont permis d'aboutir à deux articles de journal.

Je voudrais aussi remercier Jacques Tisot et Jordane Rudolf, techniciens au LEMTA, pour leur aide précieuse sur la réalisation du programme expérimental. Merci aussi à Sandrine Rosin et Adel Abdallah pour leur soutien au cours de ces trois années passées dans l'équipe, et pour les nombreuses et diverses discussions abordées en salle café.

Je voudrais également dire un grand merci à tous les doctorants et post-doctorants que j'ai pu côtoyer au cours de ces trois années de thèse et à qui je souhaite de belles réussites : Zeina,

Nathan, Giulia, Rawan, Khaled, Filomena, Alice, Marissabel, Anaïs, Hasnain, Gaukhar, Léa, Narges, Tingting, Marvin, Mojdeh, Giovanna, Maria, Letizia et bien d'autres !

Un grand merci également à mes amis hors thèse qui m'ont soutenu et écouté tout au long de ces trois années : Nicolas B., Alexis, Florent, Raphaël, Guillaume, Mathilde, Chloé, Estelle, Bénédicte, Nicolas E., Paul, Victor, Camille, Caroline, Alban, Quentin, Alexandre, Louise, Paul, Rémy, Sulian, Élodie, Giuseppe, Joris, Pierre-Antoine, Mathieu ou encore Simon pour ne citer qu'eux !

Enfin je souhaite remercier tout particulièrement mes parents Bertrand et Véronique, et mon frère Alexandre, qui ont été d'un soutien inconditionnel au cours de ma thèse.

Articles de journaux

Chabrat, N., Cuisinier, O., Masrouri, F., 2023. *In Situ* Alteration of the Hydro-Mechanical Behaviour of a Compacted Stabilised Expansive Soil. *Geotechnics* 3, 921–936. <https://doi.org/10.3390/geotechnics3030049>

Chabrat, N., Russo, G., Vitale, E., Cuisinier, O., Masrouri, F. Multi-scale analysis of an expansive lime and/or cement treated soil exposed to long-term climatic conditions. (Soumis à *Transportation Geotechnics*).

Chabrat, N., Russo, G., Vitale, E., Cuisinier, O., Masrouri, F. Impact of wetting and drying cycles on the hydromechanical behaviour of a lime-treated clayey soil (Soumis à *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*).

Articles de conférences

Chabrat, N., Cuisinier, O., Khatib, M., Masrouri, F., 2022. Impact des conditions environnementales sur le comportement hydromécanique à long terme de sols traités, JNGG 2022, 28-30 juin 2022, Lyon.

Chabrat, N., Cuisinier, O., Masrouri, F., 2023. *In situ* ageing of a lime/cement-treated expansive clayey soil, Proceedings of the 8th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, 3-6 Septembre 2023, Porto.

Chabrat, N., Cuisinier, O., Masrouri, F., 2024. Comportement hydromécanique à long terme d'un sol traité prélevé dans un remblai. Colloque Dignes, 27-29 Mars 2024, Aix-en-Provence.

Chabrat, N., Cuisinier, O., Khatib, M., Masrouri, F., 2024. Comportement hydromécanique à long terme d'un sol traité prélevé dans un remblai, JNGG 2024, 25-28 juin 2024, Poitiers (article soumis).

Chabrat, N., Russo, G., Vitale, E., Cuisinier, O., Masrouri, F. Étude hydromécanique multi-échelles d'une argile traitée prélevée dans un remblai expérimental, European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, 26-30 Août 2024, Lisbonne (article soumis).

Table des matières

Résumé	1
Abstract.....	3
Introduction générale.....	5
Chapitre I. Synthèse bibliographique : durabilité des sols traités à la chaux et au ciment.....	9
1.1. Généralités sur les sols argileux	9
1.1.1. Principaux constituants des sols	10
1.1.2. Phénomène de retrait et de gonflement	20
1.1.3. Conclusion.....	27
1.2. Traitement de sol	28
1.2.1. Mécanismes d'action de la chaux.....	28
1.2.2. Traitement de sol au ciment	32
1.2.3. Impact du traitement sur le comportement hydromécanique	34
1.2.4. Conclusion.....	40
1.3. Durabilité des sols traités.....	41
1.3.1. Effet des cycles hydriques	41
1.3.2. Effet de la carbonatation.....	46
1.3.3. Effet de la circulation d'eau	48
1.3.4. Effet des cycles de gel-dégel	52
1.3.5. Étude de la durabilité des sols traités prélevés <i>in situ</i>	53
1.3.6. Conclusion.....	60
1.4. Conclusion et objectifs de l'étude	61
Chapitre II. Le remblai d'Héricourt : construction, suivi à long terme et méthodes.....	63
2.1. Le remblai expérimental d'Héricourt	63
2.1.1. Détails de l'ouvrage.....	64
2.1.2. Essais de laboratoire préalable à la construction	67
2.1.3. Construction du remblai	70
2.1.4. Instrumentation du remblai.....	75
2.1.5. Conclusion sur le remblai expérimental d'Héricourt	79

2.2. Suivi à long terme du remblai	79
2.2.1. Suivi du remblai par l'intermédiaire des capteurs <i>in situ</i>	79
2.2.2. Études sur le comportement à long terme de l'argile d'Héricourt.....	81
2.2.3. Conclusion sur le suivi à long terme de l'ouvrage	83
2.3. Campagnes d'essais et de prélèvements.....	84
2.3.1. Essais CPT-U	85
2.3.2. Essais pénétrométriques dynamiques à charge variable.....	88
2.3.3. Campagne de carottage	90
2.3.4. Conclusion sur les campagnes d'essais et de prélèvements	91
2.4. Dispositifs expérimentaux	92
2.4.1. Caractérisation de l'état hydromécanique du sol prélevé.....	92
2.4.2. Étude microstructurale.....	94
2.4.3. Étude physicochimique du sol.....	96
2.4.4. Simulation des conditions environnementales	97
2.5. Conclusion.....	99
Chapitre III. Impact des conditions environnementales sur le comportement hydromécanique d'un sol traité prélevé dans un remblai expérimental.....	101
3.1. Introduction	104
3.2. The experimental embankment	106
3.2.1. Soil Characterisation	106
3.2.2. Design of the Embankment	106
3.2.3. Backfill Characteristics at the Time of Construction	108
3.2.4. Backfill Monitoring.....	108
3.3. Experimental program.....	109
3.3.1. Soil Sampling and Specimen Preparation	109
3.3.2. Laboratory Tests.....	109
3.4. Distribution of Water Content and Dry Density.....	111
3.5. Compression behaviour.....	113
3.6. Shrinkage of the specimens	116
3.7. Discussion	117
3.8. Conclusions	120

Chapitre IV. Analyse multi-échelles d'une argile traitée à la chaux et/ou au ciment exposée aux conditions environnementales 125

4.1. Introduction	128
4.2. Presentation of the experimental embankment.....	130
4.2.1. Soil properties.....	130
4.2.2. Design of the embankment.....	130
4.2.3. Soil sampling.....	132
4.3. Experimental program.....	134
4.3.1. Specimen preparation	134
4.3.2. Hydro-mechanical tests	134
4.3.3. Micro-structure determination.....	135
4.3.4. Physico-chemical and mineralogical determinations	136
4.4. Impact of climatic conditions on hydro-mechanical properties	137
4.4.1. Compressibility	137
4.4.2. Shrinkage tests.....	139
4.4.3. Conclusions on the hydro-mechanical behaviour.....	141
4.5. Microstructural analysis	142
4.5.1. Pore size distributions	142
4.5.2. Scanning Electron Microscopy observations	144
4.5.3. Conclusions on the micro-structural analysis.....	145
4.6. Physico-chemical analysis.....	146
4.6.1. Distribution of pH	146
4.6.2. X-Ray Powder Diffraction	147
4.6.3. Micro-X Ray Fluorescence.....	148
4.6.4. Thermal analysis.....	150
4.6.5. Conclusions on the physico-chemical analysis	152
4.7. Discussion	153
4.8. Conclusions	155

Chapitre V. Mécanismes d'altérations relatifs à l'altération du comportement hydromécanique d'une argile traitée à la chaux soumise à des cycles hydriques 161

5.1. Introduction	165
5.2. Materials and methods.....	167

5.2.1. Tested soil.....	167
5.2.2. Experimental techniques	169
5.2.3. Experimental program.....	172
5.3. Test results.....	172
5.3.1. Hydromechanical properties.....	173
5.3.2. Physico-chemical analysis.....	178
5.3.3. Microstructural analysis	180
5.4. Discussion	185
5.4.1. Contribution of physicochemical processes to the mechanical degradation	185
5.4.2. Contribution of microstructure alteration to the mechanical degradation	187
5.5. Conclusions	190
Conclusion générale	195
Références bibliographiques.....	201
Annexe : essais pénétrométriques dynamiques à charge variable	224

Table des illustrations

Figure I.1. Schéma de la structure d'une smectite (Middelhoff, 2020).....	11
Figure I.2. Structure des argiles (Wang & Wei, 2015).....	13
Figure I.3. Répartition de la taille des pores d'une argile (Nowamooz et al., 2009).....	14
Figure I.4. Les différentes phases de l'eau dans un sol (Mehenni, 2015).....	15
Figure I.5. Exemple d'hystérésis de la courbe de rétention (Ri et al., 2022).	17
Figure I.6. Classification des matériaux selon leur nature (cas des sols avec un $D_{max} < 50$ mm) d'après le GTR (LCPC-SETRA, 1992).	18
Figure I.7. Classification des matériaux fins ($D_{max} < 63$ mm) d'après la nouvelle version du GTR (IDRRIM CEREMA, 2023).	18
Figure I.8. Représentation des états d'une smectite en fonction de son hydratation (d'après Ferrage (2004))......	21
Figure I.9. (a) Distribution des ions aux abords d'une particule selon le concept de double couche, (b) Potentiel électrostatique des faces des particules d'argile en fonction de la distance, (c) Concentration en ion en fonction de la distance (d'après Sposito, 1992).	23
Figure I.10. Schéma d'un dispositif d'essai de gonflement à volume constant avec injection de la solution par la face inférieure de l'éprouvette (Komine & Ogata, 2003).....	25
Figure I.11. Différentes phases du retrait d'un sol gonflant (d'après Norrish, 1954).	26
Figure I.12. Cycles de séchage-humidification pour trois contraintes verticales (Alonso et al., 2005).27	
Figure I.13. Modification à court terme des paramètres d'identification suite à l'ajout de chaux (d'après LCPC, 2000).....	30
Figure I.14. Modification des caractéristiques de compactage d'un sol suite au traitement (d'après LCPC-SETRA 2000).....	31
Figure I.15. Solubilité de différentes espèces minérales en fonction du pH (Boardman et al., 2001). .	31
Figure I.16. Eléments (a) portlandite (CH) et tobermorite (C-S-H) (b) portlandite (CH) et ettringite (Ett.) constitutives d'une pâte de ciment (Saussaye, 2012).	33
Figure I.17. Modification du potentiel de gonflement avec l'ajout de chaux (Stoltz et al., 2012).	35
Figure I.18. Répartition de la taille des pores du sol non traité et du sol traité à plusieurs temps de cures (Russo et al., 2007).	36
Figure I.19. Effet de l'ajout de ciment sur la compression simple d'un limon (Sariosseiri & Muhunthan, 2009).	37
Figure I.20. évolution de la contrainte de préconsolidation apparente, de l'indice de gonflement (noté Cr) et de l'indice de compressibilité d'une argile gonflante en fonction de l'ajout de chaux (Nalbantoglu & Tuncer, 2011).	38
Figure I.21. Impact du temps de cure sur la limite d'élasticité d'une argile traitée au ciment (Wang & Korkiala-Tanttu, 2020).	39
Figure I.22. Détermination de S_{σ} à partir de la courbe vierge notée ICL (d'après Leroueil & Vaughan, 1990).....	39

Figure I.23. Variation de la résistance à la compression simple d'une argile plastique traitée à la chaux après avoir été exposée à des cycles hydriques (Pedarla, 2009).....	42
Figure I.24. Impact de la méthode d'application de cycles hydriques sur la résistance à la compression simple d'un limon traité (Mehenni et al., 2020).....	43
Figure I.25. Influence de cycles hydriques à succion contrôlée (a) et agressifs (b) sur la variation volumique de l'argile d'Héricourt traitée pour différents temps de cure.	44
Figure I.26. Effets de cycles hydriques agressifs (notés n_s) et contrôlés (notés n_c) sur la limite d'élasticité et le facteur de sensibilité S_e d'éprouvettes en argile d'Héricourt traitées à 2% de chaux (a et c) et à 5% de chaux (b et d) (Stoltz et al., 2014).....	45
Figure I.27. Influence de la carbonatation sur le comportement mécanique. (a: Courbes contrainte-déformation, b: courbe déformation et c: courbes contractance-dilatance) d'éprouvettes de kaolinite traité à la chaux après 90 jours de cure en intérieur (IN), 90 jours de cure en extérieur (OUT) et plus de 90 jours de cure en intérieur + extérieur (IN + OUT)(Vitale et al., 2021).	47
Figure I.28. Résistance à la compression non confinée avant et après circulation d'eau pendant 45 jours et 90 jours (McCallister & Petry, 1991).	49
Figure I.29. Effet du lessivage sur la résistance à la compression non confinée des spécimens traités à la chaux, compactés à leur optimum : 0 % de chaux (a), 1 % de chaux (b), 3 % de chaux (c) (Le Runigo et al., 2011).	50
Figure I.30. Évolution du pH et des concentrations en calcium et silicium de l'eau interstitielle d'un ciment soumis à une lixiviation (d'après Plas (2001)).	51
Figure I.31. Effet des cycles de gel dégel sur la résistance à la compression non confiné d'un limon traité (Tebaldi et al., 2016).	52
Figure I.32. Résultats des essais œdométriques menés sur l'argile : (a) essais sur les prélèvements issus du remblai expérimental ; (b) essais sur éprouvettes reconstituées au laboratoire (Cuisinier & Deneele, 2010).....	55
Figure I.33. Campagne de prélèvement du sol dans les sections du canal traitées à la chaux (a), échantillon traité à la chaux (b) (Akula et al., 2020).	56
Figure I.34. Analyse thermogravimétrique du sol prélevé et comparé au sol non traité (Akula et al., 2020).....	57
Figure I.35. Résistance à la compression non confinée d'éprouvettes prélevées in situ et d'éprouvettes préparées en laboratoire (Das et al., 2021b).	58
Figure I.36. Images MEB du sol prélevé dans la partie interne du remblai (Das et al., 2021b).....	58
Figure I.37. Valeurs de pH obtenues sur le sol traité prélevé à différentes profondeurs dans le remblai (Das et al., 2022b).	59
Figure II.1. Vue en plan des deux parties du remblai et de de la section courante (Froumentin, 2012).	64
Figure II.2. Prélèvement de l'argile en juillet 2009 (Froumentin, 2012).	65
Figure II.3. Coupe longitudinale du remblai donnant les différentes modalités de traitement réalisées (D'après Froumentin, 2012).....	66
Figure II.4. Préparation de l'argile avant essais de laboratoire (Froumentin, 2012).	67
Figure II.5. Courbes granulométriques des limons et argiles d'Héricourt (Froumentin, 2012).	68

Figure II.6. Courbes Proctor Normal et IPI de l'argile pour les différentes modalités de traitement à la chaux (Froumentin, 2012)	69
Figure II.7. Courbes Proctor normal et IPI de l'argile pour les différentes modalités de traitement mixte (Froumentin, 2012).....	69
Figure II.8. Vues de l'atelier de traitement sur chantier (Froumentin, 2012).....	71
Figure II.9. Compactage des couches de remblai (Froumentin, 2012).....	72
Figure II.10. Seconde couche d'émulsion sur l'assise du remblai (Froumentin, 2012).	73
Figure II.11. Retaillage des talus selon la méthode excédentaire (Froumentin, 2012).....	73
Figure II.12. Teneur en eau de chaque couche de remblai pour les trois casiers (Froumentin, 2012)..	74
Figure II.13. Répartition des sondes TDR et tensiométriques dans les casiers 2 et 3 (Froumentin, 2012).....	76
Figure II.14. Pose in situ d'une sonde TDR (Froumentin, 2012).....	77
Figure II.15. Sonde tensiométrique et outil de pose (Froumentin, 2012).....	77
Figure II.16. Dispositif de récupération des eaux de ruissellement sur talus (Froumentin, 2012).	78
Figure II.17. Variation de la teneur en eau volumique et de de la température à 0.25 m de distance horizontale à la surface du talus (Froumentin & Boussafir, 2013).....	80
Figure II.18. Évolution de la succion dans l'argile traitée dans le casier 2 (a) et le casier 3 (b) en fonction de la distance horizontale à la surface (Boussafir et al., 2020).	80
Figure II.19. Courbe de rétention du sol non traité et du sol traité à 5% de chaux après différents temps de cure (Wang et al., 2020).	82
Figure II.20. Courbes de retrait des matériaux non traité et traités pour différents temps de cure (Wang et al., 2020).....	82
Figure II.21. Courbe de retrait du matériau non traité et du matériau traité à 5% de chaux (Stoltz et al., 2012).....	83
Figure II.22. Implantation des sondages pénétrométriques dynamiques à charge variable dans le remblai.....	84
Figure II.23. Sondages CPT-U pendant l'intervention sur le remblai d'Héricourt du 08/2021.	85
Figure II.24. Résistances de pointe en fonction de la profondeur obtenues pour le casier 1 (a), le casier 2 (b) et le casier 3 (c).....	87
Figure II.25. Frottements latéraux en fonction de la profondeur obtenus pour le casier 1 (a), le casier 2 (b) et le casier 3 (c).....	87
Figure II.26. Cartographie des essais pénétrométriques dynamiques à charge variable pour le casier 1 (a), le casier 2 (b) et le casier 3 (c).	89
Figure II.27. Implantation des sondages carottés.	91
Figure II.28. Carottages horizontaux et verticaux effectués en 11/2023.....	91
Figure II.29. Préparation des éprouvettes et mise en place dans la chemise œdométrique.	93
Figure II.30. Préparation du sol non traité afin d'obtenir la courbe vierge du matériau.	93
Figure II.31. Essais de retrait adapté de la norme française NF XP P94-060-2 (1997).	94

Figure II.32 Préparation des cubes de sol pour les essais MIP et les observations au MEB.....	95
Figure II.33. Préparation du matériau avant analyse physicochimique.....	97
Figure II.34. Matériel nécessaire à la simulation des cycles de séchage et d’humidification.	98
Figure II.35. Éprouvette traitée soumise à un cycle ASTM D559-03 (1995).	99
Figure III.1. Structure of the studied embankment.....	107
Figure III.2. Core-drilled zone in the upper and lower part of the embankment.....	110
Figure III.3. Moisture content and dry density evolution along the horizontal cores for section 1 treated with 4% lime (a), section 2 treated with 4% lime (b) and section 3 treated with 2% lime and 3% cement (c), and compared to those measured at construction time.	112
Figure III.4. Compression curves of specimens taken from various horizontal distances of section 1 (a), section 2 (b) and section 3 (c) of the embankment.	114
Figure III.5. Yield stress of specimens taken from various horizontal distances of section 1 (a), section 2 (b) and section 3 (c) and compared to the yield stress of the untreated clayey soil, and to the yield stress of specimens treated in laboratory at 2% and 5% lime.	115
Figure III.6. Shrinkage curves of specimens from the edge and from the inner part of section 1 (a), section 2 (b) and section 3 (c) of the embankment, and compared to the shrinkage of the untreated sample.....	117
Figure III.7 Shrinkage curves from the edge and the inner part of all three sections and compared to shrink-age curves obtained in the laboratory by (Stoltz et al., 2014) and by (Wang et al., 2020).	120
Figure IV.1. Structure of the studied embankment.	131
Figure IV.2. Compression curves (a, b, c) and modified stress sensitivity (d, e, f) of specimens taken from various horizontal distances of the three different sections.	133
Figure IV.3. Compression curves (a,b,c) and modified stress sensitivity (d,e,f) of specimens taken from various horizontal distances of the three different sections.	139
Figure IV.4. Shrinkage curves from the edge and the inner part of all three sections and compared to shrinkage curves obtained in the laboratory by (Stoltz et al., 2014) and by Wang et al. (2020).....	140
Figure IV.5. Pore size distribution from the edge and inner part of each sections.....	143
Figure IV.6. SEM pictures from the untreated specimen (a) and from the edge and inner part of each sections (b,c,d,e,f,g).....	145
Figure IV.7. pH distribution measured at the edge and at the inner part of each sections.	147
Figure IV.8. X-ray diffraction pattern of samples from the edge and the inner part (a), and the edge (b) of each section.	148
Figure IV.9. CaO and MgO content of the untreated specimen and of samples coming from the edge and the inner part of each samples.	150
Figure IV.10. TGA analysis of the untreated specimen and of samples coming from the edge and the inner part of section 1 (a), section 2 (b) and section 3 (c).	152
Figure V.1. Volumetric variations obtained at different ranges suctions applied upon drying after 2 and 5 wetting and drying cycles.....	174
Figure V.2. Compression curve of lime-treated specimens exposed to 2 (a) and 5 (b) wetting and drying cycles with different ranges of suctions compared to the intrinsic compression line (ICL). ...	175

Figure V.3. Effect of suction-controlled wetting and drying cycles on the stress sensitivity (a) and yield stress (b) of the quicklime-treated materials.	177
Figure V.4. Effect of suction-controlled wetting and drying cycles on the stress sensitivity (a and c) and yield stress (b and d) of the quicklime-treated materials.	178
Figure V.5. TG analysis of specimens exposed to 2 and 5 wetting and drying cycles with different ranges of suctions.	180
Figure V.6. SEM pictures from the untreated specimen (a and b) and from the treated specimen unexposed to wetting and drying periods (c and d).	181
Figure V.7. SEM pictures from specimens exposed to 2 wetting and drying cycles with different ranges of suctions.	183
Figure V.8. SEM pictures from specimens exposed to 5 wetting and drying cycles with different ranges of suctions.	184
Figure V.9. Pore size distribution of lime-treated specimens exposed to 2 and 5 wetting and drying cycles with different ranges of suctions.	185
Figure V.10. Compression curve of the quick-lime treated material after 28 days in a 3% of CO ₂ concentration environment at 55% of relative humidity.	187
Figure V.11. SEM pictures from the lime-stabilized specimen put in carbonation chamber (3 % CO ₂ concentration) for 28d at constant relative humidity of 55 %.	187
Figure V.12. Suction water retention curve of the quick-lime treated material.	189

Liste des tableaux

Tableau II.1. Propriétés géotechniques de l'argile d'Héricourt (Froumentin, 2012).	67
Tableau II.2. Références de compactage et IPI pour les différentes modalités de traitement (Froumentin, 2012).	70
Tableau II.3. Récapitulatif des sondages CPT-U effectués.	86
Table III.1. Main geotechnical properties of the studied clayey soil.....	106
Table III.2. Treatment dosage for each section of the embankment.	107
Table III.3. Compaction characteristics under normal Proctor energy of the treated clayey soil used for the embankment, compared to compaction characteristics measured at construction time for all sections.	108
Table III.4. Shrinkage limit water ratio and shrinkage potential measured on specimens from the three sections of the embankment.	119
Table IV.1. Main geotechnical properties of the studied clayey soil.	131
Table IV.2. Compaction characteristics under normal Proctor energy of the treated clayey soil used for the embankment.	132
Table V.1. Main geotechnical properties of the studied clayey soil.....	168
Table V.2. Compaction characteristics under normal Proctor energy of the treated clayey soil used for the embankment.	168
Table V.3. Experimental program of the study.	173
Table V.4. Compression characteristics measured during oedometer tests on specimens exposed to 2 wetting and drying cycles with different ranges of suction.....	176
Table V.5. Compression characteristics measured during oedometer tests on specimens exposed to 5 wetting and drying cycles with different ranges of suction.....	176
Table V.6. pH measurement, calcium and magnesium content measured with XRF tests on lime-treated specimens exposed to wetting and drying periods.	179

Liste des symboles

C_C	Indice de compression
CEC	Capacité d'échange cationique
C_G ou C_S	Indice de gonflement
D_{Max}	Diamètre maximal
e	Indice des vides
e_{MIP}	Indice des vides correspondant au volume de mercure injecté
e_{MACRO}	Indice des vides correspondant aux macro-pores
e_{Micro}	Indice des vides correspondant aux micro-pores
e_w	Water ratio
$e_{w,SL}$	Shrinkage limit water ratio
f_s	Frottement latéral
g	Accélération de la pesanteur à la surface de la Terre
G_S	Densité des grains
H_R ou RH	Humidité relative
I_P	Indice de plasticité
M	Masse molaire de l'eau
N	Nombre de cycles hydriques appliqués
n_C	Nombre de cycles hydriques à succion contrôlée appliqués
n_S	Nombre de cycles hydriques agressifs appliqués
P	Différence de pression entre l'air et le mercure
P_{SH}	Potentiel de retrait
q_C	Résistance de pointe statique
q_D	Résistance de pointe dynamique
r_i	Rayon équivalent au palier de pression i
s	Succion
s_{tot}	Succion totale
S_σ	Indice de sensibilité / Stress sensitivity
S_σ^*	Indice de sensibilité modifié / Modified stress sensitivity

T_s	Tension superficielle
V_i	Volume de mercure injecté au palier de pression i
w	Teneur en eau
w_L	Limite de liquidité
w_{OPN}	Teneur en eau optimum Proctor
w_P	Limite de plasticité
w_R	Limite de retrait
α	Angle de contact
Φ	Diamètre
Φ_T	Contribution entropique de la température
θ	Angle de diffraction
ρ_d	Densité sèche
$\rho_{d,Max}$	Densité sèche maximale Proctor
σ'_y	Limite d'élasticité (contrainte de préconsolidation apparente)
σ'_e	Contrainte intrinsèque obtenue via la courbe vierge
Ψ_{tot}	Potentiel total
Ψ_m	Potentiel matriciel
Ψ_π	Potentiel osmotique
Ψ_g	Potentiel gravitaire
Ψ_p	Potentiel de pression
Ψ_a	Potentiel pneumatique
ATG ou TGA	Analyse thermogravimétrique
DRX ou XRPD	Diffraction de rayons X
FRX ou XRF	Fluorescence de rayons X
ICL	Courbe vierge
MEB ou SEM	Microscope électronique à balayage
OMC	Optimum moisture content
UCS	Unconfined compressive strength
VBS	Valeur au bleu du sol

Résumé

Le traitement à la chaux et/ou au ciment est une solution courante pour améliorer les performances mécaniques des sols fins. Le traitement permet notamment de réduire fortement la susceptibilité des sols argileux au phénomène de retrait et de gonflement. Toutefois, si de nombreuses études en laboratoire ont été réalisées concernant les sols traités, la question de leur évolution *in situ* n'a été que très peu considérée. Ainsi, les méthodes et procédures existantes ne permettent généralement pas d'évaluer l'altération dues aux conditions environnementales d'un sol traité. La thèse aborde cette problématique par l'étude du remblai expérimental d'Héricourt. Construit en 2010 dans le cadre du projet ANR TerDOUEST, ce remblai est constitué d'une argile considérée comme fortement plastique. Cette argile a été traitée dès sa mise en place à la chaux et/ou au ciment. Un premier diagnostic de l'état du remblai a été effectué 11 ans après la construction de l'ouvrage, par l'intermédiaire de carottages horizontaux et verticaux.

La caractérisation hydromécanique de l'argile traitée a été réalisée en menant une campagne d'essais œdométriques. La compressibilité du matériau prélevé par l'intermédiaire du carottage horizontal a été déterminée et a permis d'évaluer l'évolution du comportement mécanique du sol traité en fonction de sa proximité à la surface du talus. Les résultats montrent que les matériaux situés au cœur du remblai ont un comportement mécanique similaire à celui du sol traité en laboratoire après une cure de 180 jours. En revanche, une dégradation progressive des propriétés mécaniques du matériau a été mise en évidence en s'approchant de la partie externe

du remblai. Les propriétés mécaniques des matériaux prélevés dans la partie externe étaient équivalentes à celles du sol non traité.

L'étude de la microstructure (porosimétrie par intrusion de mercure, microscope électronique à balayage) et de la composition chimique (analyse thermogravimétrique, fluorescence de rayons X) et minéralogique (diffraction de rayon X) du sol traité a été menée afin de comprendre les sollicitations environnementales responsables de l'altération observée en bordure. Le lessivage du traitement a été identifié comme étant en partie responsable de la chute des performances mécaniques mesurées en bordure de l'ouvrage. Des transformations minéralogiques comme la formation de calcite dans les premiers mètres du remblai mettent également en évidence une altération du comportement hydromécanique par carbonatation des phases cimentaires.

Le rôle des cycles de séchage et d'humidification dans l'altération mécanique du sol traité a également été étudié. Des éprouvettes provenant de la partie interne de l'ouvrage ont été soumis à des cycles hydriques de différentes succions allant de 0 à 95 MPa. Les résultats ont montré que ces cycles ont un impact majeur sur la performance à long terme des sols traités au-delà d'une certaine amplitude de succion. Le processus de dégradation est principalement une conséquence de la rupture des liaisons cimentaires plutôt que d'autres processus physico-chimiques comme le lessivage du calcium ou la carbonatation.

Cette étude a permis une quantification mécanique de l'altération d'une argile traitée prélevée dans un ouvrage expérimental. Le lessivage et la carbonatation du traitement ont été identifiés comme responsables de la dégradation des performances mécaniques au niveau de la partie externe de l'ouvrage. Enfin, l'étude du matériau traité soumis à des cycles hydriques a permis de quantifier leur impact sur le comportement mécanique, tout en déterminant les mécanismes d'altération des effets du traitement.

Mots clés : traitement de sol ; durabilité ; argile plastique ; comportement hydromécanique ; microstructure ; analyse physico-chimique.

Abstract

Lime and/or cement stabilization is a common solution for improving the mechanical performance of fine soils. Treatment limits the shrinkage and swelling effect of clayey soils.

However, while numerous laboratory studies have been carried out on treated materials, little is known about the *in situ* performance of such stabilised materials several years after construction, and very few studies are available, especially in the case of stabilised expansive soils. As a result, existing methods and procedures are generally unable to assess the alteration caused by the environmental conditions of a treated soil. This thesis addresses these issues by studying an experimental embankment at Héricourt (France). Built in 2010 as a part of the ANR TerDOUEST project, this embankment was built with a highly plastic clayey soil. The clay was treated with lime and/or cement upon construction. An initial assessment of the state of the backfill was carried out 11 years after construction of the structure, with horizontal and vertical corings.

The hydromechanical characterisation of the treated clay was carried out with multiple oedometer tests. The compressibility of the material sampled by horizontal coring was determined, making it possible to assess changes in the mechanical behaviour of the treated soil as a function of its proximity to the edge of the embankment. The results showed that the materials located in the internal part of the embankment have a mechanical behaviour similar to that of the soil treated in the laboratory after a 180-day curing time at constant moisture content. On the other hand, a gradual deterioration of the mechanical properties of the material was observed as it approached the outer part of the embankment. The mechanical properties of the materials taken from the outer part were equivalent to those of the untreated soil.

The microstructure (mercury intrusion porosimetry, scanning electron microscopy), chemical composition (thermogravimetric analysis, X-ray fluorescence) and mineralogical composition (X-ray diffraction) of the treated soil were studied in order to understand the environmental conditions responsible for the deterioration observed at the edges. Leaching from the treatment was identified as being partly responsible for the decrease in mechanical performance measured at the edge of the structure. Mineralogical transformations, such as the formation of calcite in the first few metres of the backfill, also highlighted an alteration of the hydromechanical behaviour through carbonation of the cement phases.

The role of wetting and drying periods in the mechanical weathering of the treated soil was also studied. Specimens from the inner part of the structure were subjected to wetting and drying cycles of various suctions ranging from 0 to 95 MPa. The results showed that drying and wetting cycles have a major impact on the long-term performance of treated soils above a certain suction amplitude. The degradation process is mainly a consequence of cement bond failure rather than other physico-chemical processes such as calcium leaching or carbonation.

This study allowed a mechanical quantification of the weathering of treated clay taken from an experimental structure. Leaching and carbonation during treatment were identified as being responsible for the deterioration in mechanical performance in the external part of the structure. The study of the treated material subjected to hydric cycles allowed to quantify their impact on mechanical behaviour, while determining the mechanisms by which the effects of the treatment were altered.

Keywords: soil stabilisation; durability; expansive soils; hydromechanical behaviour; microstructure; physico-chemical analysis.

Introduction générale

Les géomatériaux générés par les activités de construction et d'exploitation minière représentent, selon la Commission Européenne, plus de 50 % du total des déchets produits en Europe, ce qui correspond à 1,5 milliard de tonnes de matériaux excavés par année. Les argiles fortement plastiques font partie de cette catégorie en raison de leurs performances mécaniques médiocres et de leur forte susceptibilité au phénomène de retrait et de gonflement. Dans le même temps, des matériaux sont extraits dans des carrières et utilisés pour la réalisation d'ouvrages géotechniques. L'objectif fondamental de cette thèse est de contribuer à développer des stratégies et des outils pour la valorisation des argiles plastiques générées par les activités de géo-ingénierie, et de les transformer en un matériau de construction durable, afin de limiter l'impact environnemental de ces travaux. Dans ce contexte, le traitement des sols à la chaux et/ou au ciment est une solution particulièrement intéressante car elle permet d'améliorer la performance des argiles. Bien que fréquemment utilisée, cette technique est limitée à certains matériaux et à certaines applications en raison d'un manque de connaissances sur le couplage entre les actions physiques et chimiques du liant et le comportement géotechnique du matériau traité. Le défi est de déterminer comment des sols argileux extraits *in situ* pourraient être réutilisés dans plusieurs contextes (remblayage de zones humides et de plaines inondables, digues, canaux...). Une préoccupation fondamentale supplémentaire est la nécessité, dès le stade de la conception de l'ouvrage, d'être en mesure de prévoir l'altération possible de la performance du matériau amélioré suite à son exposition aux conditions climatiques. Les procédures/méthodes existantes ne permettent généralement pas d'évaluer ou de garantir la performance d'un sol traité tout au long de la vie de l'ouvrage, principalement parce qu'elles

sont fondées sur les résultats empiriques de l'expérience sur le terrain. Ainsi, dans de nombreux contextes, on ne dispose que d'informations limitées sur la durabilité de ces sols traités.

Les résultats disponibles dans la bibliographie soulignent ainsi que les améliorations apportées par le traitement à la chaux ou au ciment sont sensibles aux sollicitations environnementales. Cependant, les connaissances actuelles ne permettent pas de déterminer les modes de dégradation associés à ces actions, et de définir leur impact sur les propriétés géotechniques du sol traité, et donc sur le comportement de l'ouvrage. Pour répondre à cette problématique, il apparaît avant tout indispensable de s'interroger sur la nature réelle des processus immédiats et à long terme, éléments qui serviront de base pour comprendre l'influence de facteurs externes sur les propriétés d'un sol traité, et donc sa durabilité. Les principaux verrous scientifiques et techniques identifiés sont les suivants :

- Les études de durabilité nécessitent de comprendre l'évolution à long terme d'un ouvrage en sol traité en complément des études de laboratoire. Le premier verrou correspond à l'évaluation et à la quantification de l'évolution des performances hydromécaniques du matériau étudié soumis à des conditions *in situ*.
- L'ajout de traitement implique de nombreux processus physico-chimiques qui vont modifier le matériau à l'échelle de la particule de sol, ces processus pouvant être perturbés par les interactions avec les sollicitations climatiques. La compréhension des mécanismes responsables de l'évolution à long terme du traitement doit donc passer par une étude multi-échelles du comportement du sol, en particulier du point de vue de sa microstructure et de sa composition chimique et minéralogique.
- L'étude en laboratoire de la durabilité des sols traités passe par la simulation en conditions accélérées des sollicitations environnementales à l'aide de moyen expérimentaux. Dans le cas de cycles de séchage et d'humidification, l'un des enjeux est de maîtriser les effets de l'amplitude sur le comportement à long terme du matériau, tout en comprenant les processus mécaniques et physicochimiques responsables de l'endommagement du matériau. Le troisième verrou correspond donc à la nécessité de définir la relation entre l'amplitude des cycles hydriques et l'altération du comportement hydromécanique.

Dans ce contexte, une approche multi-échelles a été mise en place dans le cadre de cette thèse. Elle s'appuie sur l'étude de prélèvements réalisés au sein du remblai d'Héricourt construit en 2010 dans le cadre du projet ANR TerDOUEST, à partir d'une argile gonflante traitée à la

chaux et/ou au ciment. Ces prélèvements ont été effectués dans l'ouvrage 11 ans après sa construction afin de déterminer l'évolution de ses caractéristiques mécaniques. La composition chimique et la microstructure du sol ont également été évaluées afin d'identifier les mécanismes responsables de l'évolution des performances du traitement. Des simulations en laboratoire ont également été effectuées afin de quantifier l'impact de l'amplitude des sollicitations environnementales sur l'évolution du comportement mécanique du sol traité, en particulier dans le cas des cycles de séchage et d'humidification. Afin de répondre aux problématiques énoncées dans cette introduction, cette thèse est organisée en cinq chapitres principaux et une conclusion.

Le chapitre 1 présente un état de l'art des connaissances sur la durabilité des sols argileux traités à la chaux et/ou au ciment. Le comportement hydrique et physico-chimique des argiles plastiques est dans un premier temps présenté. Les mécanismes et effets des traitements à la chaux et au ciment sur les sols argileux sont ensuite rappelés. Enfin, l'impact de différentes conditions environnementales sur les performances des sols traités sera discuté à travers des simulations en laboratoire et des études sur des matériaux provenant d'ouvrages expérimentaux.

Le chapitre 2 s'attache à introduire les informations sur l'origine des matériaux support de l'étude et détaille les techniques expérimentales mises en œuvre dans l'étude. Dans un premier temps, les informations sur la construction du remblai sont détaillées, et notamment : les caractéristiques des matériaux, les méthodes de mise en place et de contrôle ainsi que le suivi dans le temps de l'ouvrage. La campagne de sondages réalisée dans le cadre de ce travail est ensuite présentée. La dernière partie de ce chapitre décrit les dispositifs expérimentaux et protocoles choisis pour l'étude multi-échelles du matériau prélevé.

Le chapitre 3 a pour principal objectif d'établir l'évolution du comportement hydromécanique du matériau prélevé dans le remblai en fonction de sa position dans l'ouvrage. Des essais œdométriques et des essais de retrait ont été effectués à différentes distances horizontales à la surface du talus de l'ouvrage, afin de déterminer l'évolution spatiale de la compressibilité et du comportement au retrait du sol. Ce chapitre est constitué d'un article qui a été publié dans la revue *Geotechnics* (Chabrat et al., 2023).

Le chapitre 4 propose une démarche permettant d'identifier les mécanismes responsables de l'altération du sol traité prélevé au niveau de la bordure du remblai. Cette approche passe par l'analyse physico-chimique et minéralogique du sol (diffraction de rayons X, micro-fluorescence X, analyse thermogravimétrique et mesures de pH), ainsi que la détermination de

sa microstructure (porosimétrie à intrusion de mercure, microscopie électronique à balayage). Ce chapitre est constitué d'un article qui a été soumis dans la revue *Transportation Geotechnics*.

Le chapitre 5 se concentre sur l'évaluation des processus d'altérations relatifs à l'exposition d'un sol traité à des cycles de séchage et d'humidification. Des éprouvettes prélevées dans le remblai d'Héricourt construit en 2010 ont été soumises à des cycles de séchage/d'humidification dont l'amplitude a été contrôlée. Le comportement hydromécanique du sol a ensuite été déterminé par l'intermédiaire d'essais œdométriques. Enfin, l'évolution physicochimique (micro-fluorescence X, analyse thermogravimétrique et mesures de pH) et microstructurale (porosimétrie à intrusion de mercure, microscopie électronique à balayage) du sol traité durant les cycles a été évaluée. Ce chapitre est constitué d'un article qui a été soumis dans la revue *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.

La conclusion synthétise les résultats principaux de la thèse. Différentes solutions sont proposées à la problématique de la durabilité des traitements à la chaux et/ou au ciment appliqués aux argiles gonflantes. De nouvelles problématiques ont pu être soulevées à partir des résultats de cette étude, et sont exposées en perspective de ce document.

Chapitre I. Synthèse bibliographique : durabilité des sols traités à la chaux et au ciment

Le traitement est une solution courante dans la construction d'ouvrages géotechniques tels que les ouvrages hydrauliques les structures routières. Ce type d'ouvrage est généralement exposé à des conditions climatiques comme la température ou l'humidité relative, qui varient au cours des saisons. Les variations environnementales impactent le comportement hydromécanique du sol, en cela qu'elles créent des sollicitations hydriques et thermiques au cours de la vie de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'évaluer l'impact de ces sollicitations sur les performances à court et à long terme des sols traités afin d'évaluer la durée de vie des ouvrages. L'objectif de ce premier chapitre est de dresser un état de l'art des connaissances actuelles concernant la durabilité des effets des traitements de sol à la chaux et au ciment.

Tout d'abord, un rappel concernant la composition et les mécanismes de retrait et de gonflement des sols argileux sera effectué. Dans un second temps, les mécanismes d'action du traitement seront présentés ainsi que leurs effets sur le comportement hydromécanique du matériau. Enfin, la durabilité des effets du traitement sera discutée, les différents mécanismes d'altération seront spécifiés et leur impact sur le comportement mécanique sera précisé.

1.1. Généralités sur les sols argileux

Le sol est un matériau polyphasique : une phase solide, une phase liquide et une phase gazeuse. La phase solide est composée d'un assemblage d'éléments solides différents dont la minéralogie est variable. L'assemblage des grains solides constitue le squelette du sol. On compte également dans la phase solide, l'eau liée (ou adsorbée), qui correspond à l'eau attachée par liaison

moléculaire aux particules de sol. Entre les particules de sols se forment des vides appelés pores. Les pores peuvent être occupés par la phase liquide (composé d'eau libre, et d'air et de sels dissous dans l'eau) ou la phase gazeuse (composé d'air libre et d'eau sous forme de vapeur) du sol. La maîtrise de l'état de ces différentes phases ainsi que de leurs interactions au cours du temps est essentielle pour comprendre les propriétés hydromécaniques des sols. Ainsi, la structure et la composition de ce type de matériau sont tout d'abord présentées dans la partie ci-dessous. Le comportement hydrique des argiles est par la suite spécifié, et notamment les mécanismes liés au phénomène de retrait et de gonflement.

1.1.1. Principaux constituants des sols

1.1.1.1. Phase solide des sols

La phase solide du sol est formée d'un assemblage de différents minéraux dont la taille, la forme et la composition chimique influe grandement le comportement macroscopique du matériau. Les minéraux présents dans les sols sont généralement séparés en deux grandes catégories :

- Les silicates issus de l'altération de roches magmatiques et métamorphiques, qui représentent 95% de la croûte terrestre. Les silicates se rangent en plusieurs familles, dont les principaux éléments sont les tectosilicates (e.g. quartz, feldspaths) et les phyllosilicates (e.g. argiles, micas).
- Les minéraux non silicatés aussi appelés minéraux accessoires, qui sont présents en plus faible proportion dans la lithosphère. Parmi ces minéraux hétéroclites, les principaux sont les carbonates (e.g. la calcite CaCO_3), les sulfates (e.g. le gypse $\text{CaSO}_4\text{H}_2\text{O}$), les sulfures (e.g. la pyrite FeS_2) et les chlorures (e.g. l'halite NaCl).

Nature des argiles

Les argiles sont des minéraux de la famille des phyllosilicates, issues le plus souvent de l'altération d'autres silicates comme les feldspaths. D'un point de vue minéralogique, une argile est définie comme un phyllosilicate, par opposition à la définition en génie civil prenant en compte uniquement la granulométrie et où toute particule inférieure à 2 μm est alors considérée comme une argile. La particularité des argiles provient de leur structure à l'échelle nanométrique en couche tétraédrique ou octaédrique (par ex. Chourabi & Fripiat, 1981; Murray, 2006).

- Un tétraèdre (T) est constitué d'un cation coordonné à quatre anions oxygène. Il est relié à d'autres tétraèdres en partageant ses anions d'oxygène, formant ainsi une maille hexagonale continue. Les cations tétraédriques courants sont Si^{4+} , Al^{3+} et Fe^{3+} . En général, l'énergie de liaison formée lors du partage des anions oxygène est élevée par rapport à celles d'autres types de liaison.
- Un octaèdre (O) est constitué d'un cation associé à six anions oxygène. Il repose sur l'une de ses faces triangulaires et se lie à d'autres octaèdres en partageant ses bords. Les octaèdres forment ainsi une maille continue dans les directions cristallographiques a et b, caractérisée par sa symétrie hexagonale. Les cations octaédriques courants sont Al^{3+} , Fe^{3+} , Mg^{2+} et Fe^{2+} .

La structure en feuillets des argiles résulte de la liaison des anions d'oxygène situés aux sommets des tétraèdres (Figure I.1). Les couches de minéraux argileux de type TO, comme la kaolinite, sont composées d'un feuillet tétraédrique et d'un feuillet octaédrique, tandis que les couches de minéraux argileux de type TOT, comme la montmorillonite et l'illite, sont formées par la prise en sandwich d'un feuillet octaédrique et d'un feuillet octaédrique.

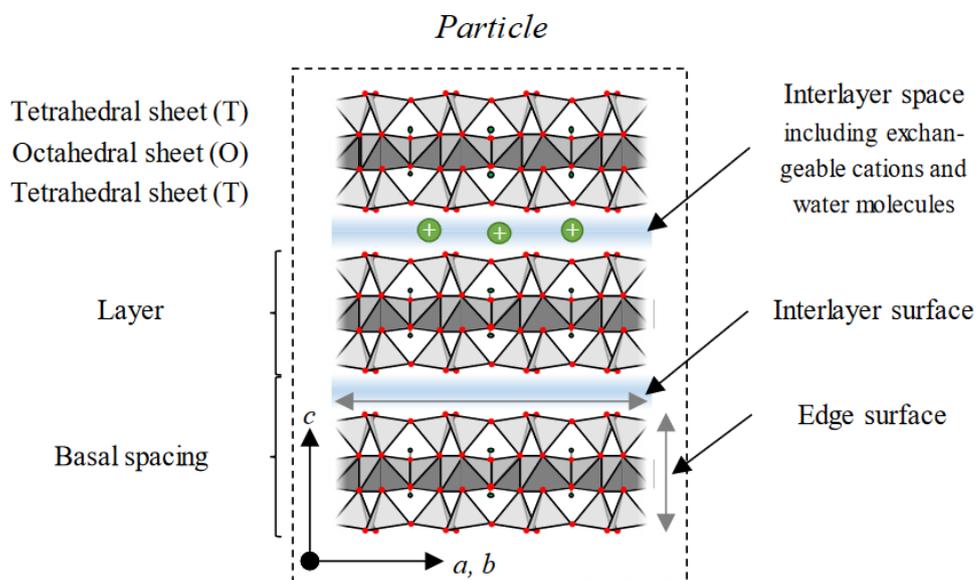


Figure I.1. Schéma de la structure d'une smectite (Middelhoff, 2020).

La plupart des phyllosilicates peuvent être caractérisés par leur empilement périodique de couches de minéraux argileux de type TO ou TOT. La substitution des cations Mg^{2+} par des cations Al^{3+} et la présence d'espaces vacants dans les sites octaédriques sont les principales

sources d'une charge de surface négative constante (entre les couches) ζ . Cette charge de surface négative forme un potentiel de surface électrostatique ψ .

Bien que l'illite et la smectite soient toutes deux classées parmi les minéraux argileux de type TOT, elles diffèrent considérablement par leur charge de surface. Le potentiel de surface moyen de la montmorillonite est de $-62,8 \pm 10,6$ mV et celui de la kaolinite de $-40,9 \pm 15,5$ mV (Guo et al., 2017). La stabilité électrique des deux argiles implique un équilibrage des charges. Par conséquent, l'illite incorpore des cations K^+ dans les hexagones de ses feuillets tétraédriques, tandis que l'espace inter couche de la smectite est occupé par des espèces cationiques chargées positivement, telles que Na^+ , K^+ , Ca^{2+} et Mg^{2+} . Ces ions sont appelés cations échangeables. L'énergie de liaison entre deux particules de smectite est très faible comparée à l'énergie nécessaire à l'incorporation de cations dans les illites. Cette faible liaison entre les couches est l'une des caractéristiques des minéraux argileux expansifs.

Structure des argiles

Les particules argileuses se caractérisent généralement par le faible rapport entre leur hauteur et leur longueur et largeur. Un empilement de couches formant une particule individuelle est illustré à la Figure I.1. L'aspect essentiellement plat est attribué à la forte liaison covalente entre les tétraèdres et octaèdres individuels dans les directions cristallographiques a et b, et à la faible liaison entre les couches au moyen de cations échangeables qui maintiennent ensemble les couches individuelles dans la direction cristallographique (Grim, 1962). En raison de leur structure, les smectites présentent une surface spécifique nettement plus élevée que celle d'autres minéraux argileux ou associés, la surface spécifique étant définie comme le rapport entre la surface totale d'un matériau et une unité de masse, exprimée en m^2/g . Par exemple, la surface spécifique d'une montmorillonite est généralement d'environ 400-800 m^2/g , quand la surface spécifique d'une kaolinite est d'environ 10-70 m^2/g .

Les sols gonflants sont caractérisés par différentes unités structurelles à l'échelle micro et macro, dont la taille, la forme et la disposition déterminent le comportement du matériau. Une particule individuelle est composée de multiples couches empilées et liées par la présence de cations échangeables. Plusieurs particules placées à proximité les unes des autres sont appelées agrégats, tandis que plusieurs agrégats sont appelés assemblages d'agrégats (Figure I.2). La taille de la structure individuelle passe de quelques dizaines de nanomètres dans le cas des

couches à des centaines de milliers de nanomètres dans le cas des assemblages d'agrégats (e.g. Massat et al., 2016).

Trois catégories de pores sont généralement associées à la microstructure des sols gonflants : les pores inter-couches, les pores inter-particulaires et les pores inter-agrégats. Les pores inter-couches sont des espaces vides entre les couches, et les pores inter-particulaires sont présents entre les particules ainsi qu'à l'intérieur des agrégats. La répartition aléatoire des agrégats forme également les pores inter-agrégats (Figure I.2). Ces deux dernières populations de pores sont appelées respectivement micropores et macropores (e.g. Romero et al., 1999; Delage et al., 2006; Ferber et al., 2008).

Ainsi, le squelette des sols argileux est principalement constitué de phyllosilicates dont la structure moléculaire est organisée en un empilement de feuillets. Ces feuillets peuvent être de nature et de géométrie différentes en fonction des minéraux constitutifs du sol. L'assemblage de ces feuillets forme des agrégats ; formant ainsi deux-classes de pores : les macropores et les micropores.

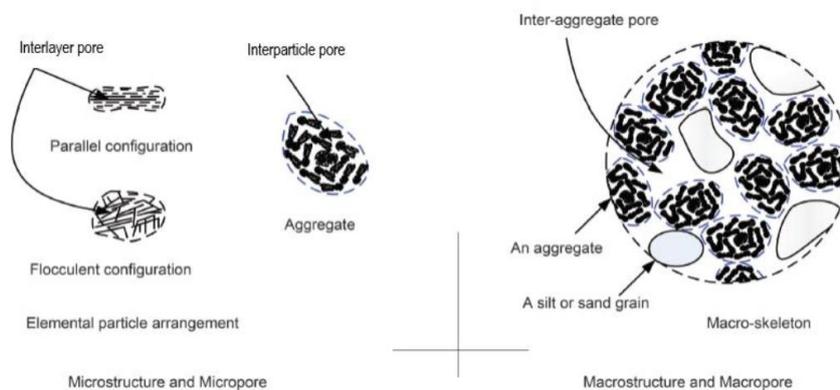


Figure I.2. Structure des argiles (Wang & Wei, 2015).

Ces deux différentes classes de pores peuvent être observées par l'intermédiaire de l'essai de porosimétrie au mercure (par ex. (Diamond, 1971; Delage et al., 1996; Russo et al., 2007; Al-Mukhtar et al., 2012; Houhou et al., 2021). Nowamooz et al. (2009) ont étudié la microstructure d'une argile fortement plastique. La répartition de la densité des pores obtenue présente deux pics : le premier à environ 0,01 - 0,02 μm correspondant aux micropores du matériau et le deuxième à environ 50 - 70 μm correspondant aux macropores (Figure I.3).

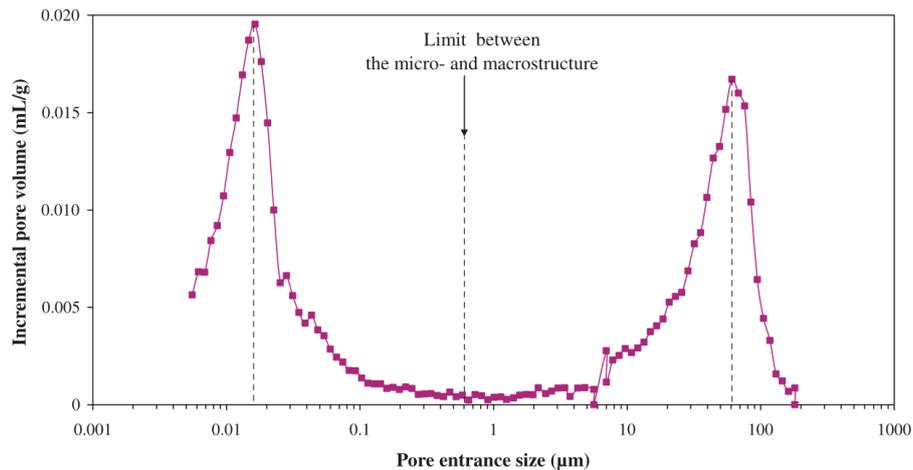


Figure I.3. Répartition de la taille des pores d'une argile (Nowamooz et al., 2009).

La structure des argiles peut être amené à évoluer, notamment lorsque le sol est exposé à des sollicitations hydriques (Burton et al., 2015), thermiques (Ouhadi et al., 2010; Chen et al., 2017) ou mécaniques (par ex., Romero et al., 1999; Hoffmann et al., 2007). La connaissance de la microstructure du matériau est alors essentielle afin d'évaluer les réarrangements de la structure du matériau.

1.1.1.2. Phase liquide et notion de succion

L'eau contenue au sein d'une masse de sol se décompose comme suit :

- l'eau de constitution : qui entre dans la composition chimique des minéraux du sol ;
- l'eau adsorbée ;
- l'eau capillaire ;
- l'eau libre ou interstitielle.

Un sol situé sous une nappe d'eau est considéré comme saturé lorsque l'ensemble de ses pores est comblé par de l'eau dite libre. Lorsque le sol se situe au-dessus de la nappe, de l'air entre dans les pores, entraînant une désaturation du matériau. L'eau présente dans le sol est alors sous forme d'eau capillaire et/ou d'eau adsorbée, en équilibre sous l'action des forces de tensions qui se développent aux interfaces eau/air et eau/grain et la gravité (Figure I.4).

Les sols non saturés sont caractérisés par une pression négative de la solution interstitielle correspondant à l'énergie libre totale de la solution interstitielle. L'énergie de la solution

interstitielle est liée au potentiel de l'eau dans le sol, qui peut être décrit par différentes forces thermodynamiques (équation 1.1) (Yong et Warkertin, 1975 ; Yong, 1999).

$$\Psi_{tot} = \Psi_m + \Psi_\pi + \Psi_g + \Psi_p + \Psi_a + \Phi_T \quad (1.1)$$

Avec Ψ_{tot} le potentiel total de l'eau dans les sols, Ψ_m le potentiel matriciel qui introduit l'interaction entre l'eau et la phase solide (forces capillaires + forces d'adsorption), Ψ_π le potentiel osmotique, Ψ_g le potentiel gravitaire, Ψ_p le potentiel de pression (phénomènes de retrait ou de gonflement, ...), Ψ_a le potentiel pneumatique exercé par la phase gazeuse sur l'eau dans le sol et Φ_T la contribution entropique de la température.

Le potentiel matriciel est dû aux effets de capillarité et d'adsorption de l'eau, tandis que le potentiel osmotique est attribuable aux différences de potentiel chimique entre les solutés et le solvant. Les potentiels matriciels et osmotiques sont souvent considérés comme suffisamment précis pour représenter l'énergie totale de la solution des pores. Les autres composantes sont le potentiel gravitationnel, lié à la position du sol, le potentiel pneumatique, attribuable à la pression de l'air interstitiel, et le potentiel de pression induit par des pressions externes. La succion totale est directement liée à l'humidité relative dans le sol par la loi de Kelvin (équation 1.2).

$$s_{tot} = -\frac{RT}{Mg} \ln(RH) \quad (1.2)$$

Avec s_{tot} la succion totale, R la constante des gaz parfaits, T la température absolue, M la masse molaire de l'eau, g l'accélération de la pesanteur et RH l'humidité relative du sol.

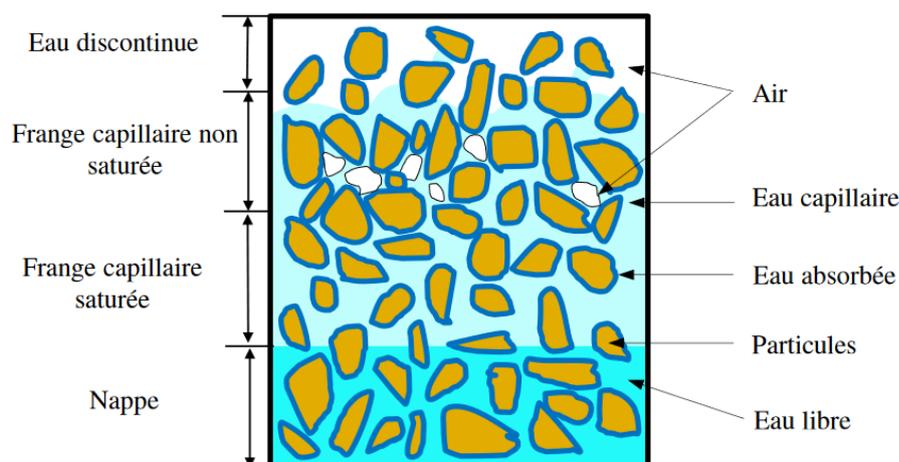


Figure I.4. Les différentes phases de l'eau dans un sol (Mehenni, 2015).

Une augmentation progressive de la succion totale entraîne un séchage progressif de la solution des pores des plus grands au plus petits. L'augmentation de la succion totale peut donc être reliée à la diminution du degré de saturation. Cette relation est représentée par la courbe de rétention de l'eau dans le sol (Aitchison, 1965). La courbe de rétention d'eau peut être caractérisée par quatre états :

- A l'état saturé, la pression de la solution interstitielle est positive ou égale à zéro.
- La succion totale commence à augmenter avec le début de l'évaporation dans le sol. L'élimination progressive de l'eau des pores génère une augmentation du volume d'air dans les pores les plus larges qui ne sont pas encore en contact direct avec l'air environnant. Cet état est qualifié de quasi-saturé.
- Une fois qu'ils ont dépassé leur courbure limite, l'air pénètre ainsi dans les pores du matériau. En conséquence, l'eau présente dans les pores du sol devient discontinue. Cet état est appelé état partiellement saturé. Il peut être subdivisé en d'autres sous-états définissant plus précisément la connexion entre la solution interstitielle et la phase gazeuse interstitielle.
- Le dernier état, appelé état résiduel, est caractérisé par la présence isolée de la solution interstitielle dans les pores du sol.

La capacité de rétention des sols est différente si l'on compare les résultats obtenus en séchant des sols complètement saturés ou en hydratant des sols complètement désaturés (Fredlund & Rahardjo, 1993). La rétention d'eau dans les sols est donc considérée comme hystérétique (Figure I.5). De nombreuses causes peuvent expliquer ce phénomène parmi lesquelles "l'effet bouteille d'encre" causé par l'irrégularité des connexions inter-pores ou les changements d'angle de contact lors du séchage ou lors de l'humidification d'un ménisque.

La courbe décrite par un sol séché à partir d'un état saturé est appelée courbe de séchage principale, tandis que la courbe décrite par un sol humidifié à partir d'un état sec est appelée courbe d'humidification principale. Les deux courbes délimitent le domaine des états de saturation possibles à atteindre. L'humidification des sols qui ont été séchés à un degré intermédiaire de saturation auparavant provoque un balayage du domaine d'hystérésis de la courbe de séchage principale à la courbe d'humidification principale. La trajectoire correspondante est appelée courbe de balayage.

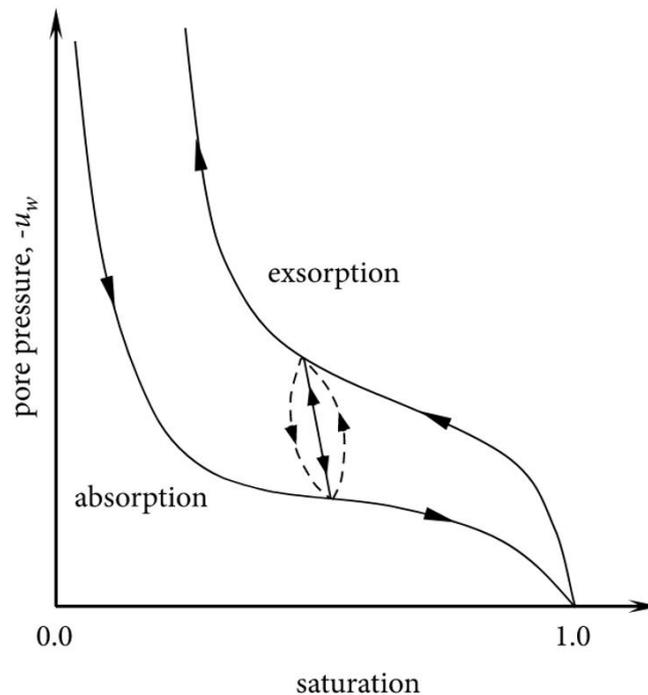


Figure I.5. Exemple d'hystérésis de la courbe de rétention (Ri et al., 2022).

Ainsi, des variations du comportement dans un sol interviennent entre les grains et l'eau, entre les différentes formes internes de l'eau (adsorbée, libre, capillaire) et sur l'interface séparant celle-ci de l'air. Cette activité peut créer des phénomènes tels que la capillarité ou l'adsorption d'eau, créant des pressions négatives dans l'eau du sol. La notion de succion est alors essentielle afin de décrire l'état non saturé des sols expansifs.

1.1.1.3. Classification des sols

En France, lors des travaux de terrassement et en particulier pour la création de remblais ou de couches de forme, le guide GTR est couramment employé pour catégoriser les sols en fonction de leur nature et de leur état (LCPC-SETRA, 1992). Pour identifier la nature du sol, la classification GTR s'appuie initialement sur des critères tels que la taille des particules, l'indice de plasticité et la valeur de bleu de méthylène (VBS). Cette classification est détaillée dans la Figure I.6 pour les sols dont le diamètre maximal est inférieur à 50 mm. Ensuite, la classification GTR évalue l'état hydrique des sols en les classant en cinq catégories, allant de très sec (ts) à très humide (th).

Une nouvelle édition du GTR, appelée GTR 2023, a été publiée afin notamment de mettre à jour la classification des sols précédemment présentée (IDRRIM CEREMA, 2023). La nouvelle classification est donnée dans la Figure I.7.

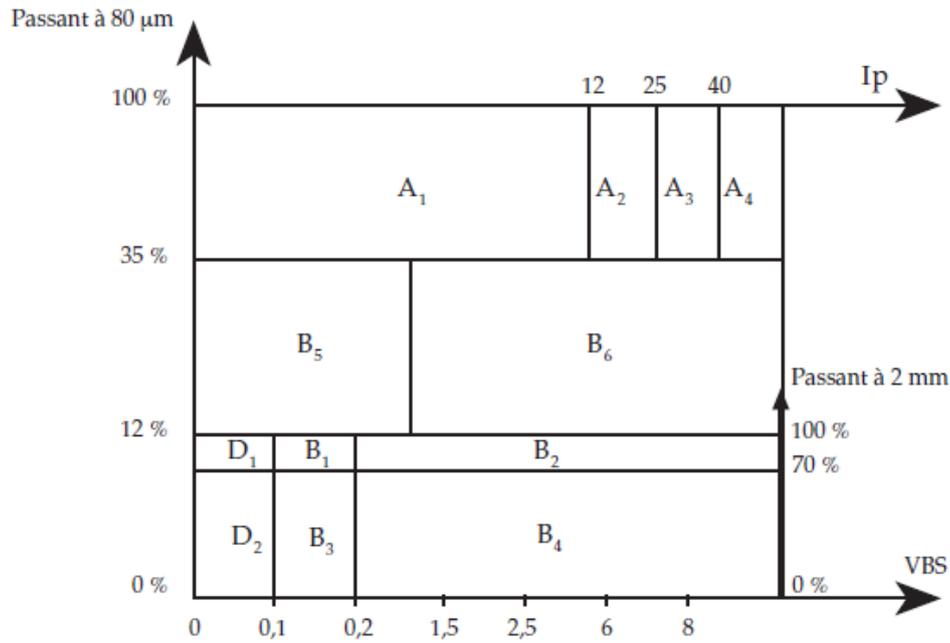


Figure I.6. Classification des matériaux selon leur nature (cas des sols avec un $D_{max} < 50$ mm) d'après le GTR (LCPC-SETRA, 1992).

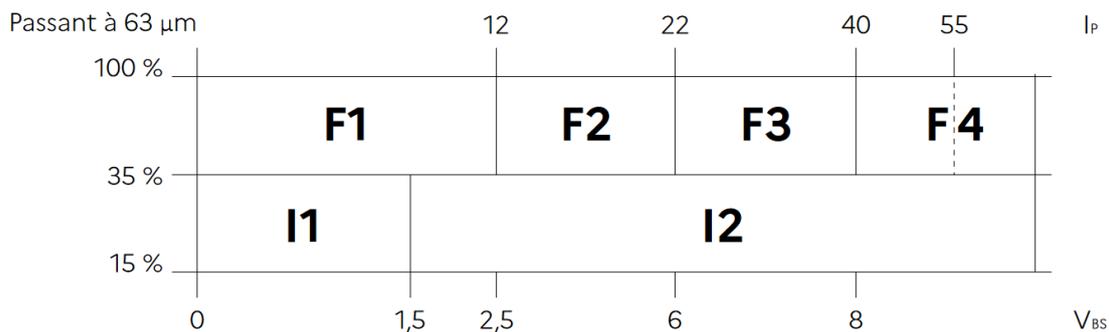


Figure I.7. Classification des matériaux fins ($D_{max} < 63$ mm) d'après la nouvelle version du GTR (IDRRIM CEREMA, 2023).

Les principales différences entre les deux versions, dans le cas des sols fins, sont présentées ci-dessous :

- le D_{max} des sols fins est maintenant fixé à 63 mm au lieu de 50 mm ;
- le passant à 63 μ m (précédemment 80 μ m) est utilisé pour différencier les sols fins des sols sableux et graveleux avec fines;
- Les sols fin notés de A1 à A4 dans l'ancienne version sont notés de F1 à F4, les sols sableux et graveleux avec fines sont notés I1 et I2 au lieu de B5 et B6 ;

- La limite d'indice de plasticité entre les classes de sol F2 et F3 passe de 25 % à 22 %.

1.1.1.4. Compactage des sols argileux

Le compactage est la densification d'un sol par l'application d'une charge permettant de réduire le volume poral du matériau. En pratique, le compactage des sols est une méthode couramment utilisée lors de la construction d'ouvrages en terre car elle permet l'amélioration globale des propriétés du matériau (densité, capacité portante...), permettant ainsi l'optimisation des ouvrages. Les principes fondamentaux du compactage ont été établis par Proctor dans une série d'articles publiés dans Engineering News Record en 1933 (Proctor, 1933). Ces articles montrent que le compactage du sol dépend de quatre facteurs principaux : la masse volumique du sol sec (ρ_d), la teneur en eau du sol (w), l'énergie de compactage appliquée, et la nature du sol, y compris sa granulométrie et la nature des minéraux argileux. Proctor (1933) a également démontré que la densification d'un sol pouvait être maximisée à une teneur en eau spécifique propre au matériau étudié, appelée teneur en eau optimale. En effet, la teneur en eau optimale d'un sol donné permet de maximiser la densité sèche du sol (et donc de minimiser la quantité de vides dans le matériau).

La détermination des références de compactage d'un matériau se fait par l'intermédiaire de l'essai Proctor (NF P94-093, 2014), qui permet d'établir la courbe de compactage d'un matériau ($\rho_d = f(w)$), ainsi que la teneur en eau optimale à énergie Proctor (w_{OPN}) et la densité maximale à énergie Proctor ($\rho_{d,max}$). Au cours d'un essai Proctor, le sol est compacté de façon dynamique par impact. Cette méthode de densification consiste à faire tomber plusieurs fois une dame sur une éprouvette de sol. La masse de la dame, la hauteur de chute de la dame et le nombre de coups donnés permettent de déterminer l'énergie appliquée au sol.

D'autres méthodes de compactages existent, le choix de la méthode de compactage étant généralement effectué en fonction de la nature du sol. Sur chantier, on distingue généralement trois types de compacteurs :

- Les compacteurs à rouleau lisse utilisés pour les sols sableux et/ou limoneux ;
- Les compacteurs à pieds de mouton pour les sols argileux ;
- Les compacteurs à pneus destinés aux travaux de finition et plus particulièrement des enrobés.

Lekarp et al. (2000) ont montré que les compacteurs à rouleaux lisses engendrent deux mécanismes de compactage : une première contrainte de compression appliquée à l'interface entre le sol et le rouleau et une contrainte due à la rotation du rouleau lors du passage du compacteur. Dans le cas du compacteur à pieds de mouton, un autre mécanisme de compactage est à l'œuvre, le pétrissage. Les patins « pieds de mouton » présent sur le rouleau pénètrent dans le sol et produisent une action de pétrissage (LCPC-SETRA, 1992).

1.1.2. Phénomène de retrait et de gonflement

Le phénomène de retrait et de gonflement des sols argileux se caractérise à l'échelle des ouvrages par des mouvements de terrains différentiels, provoqués par des variations de volume de certains sols argileux lorsque leur teneur en eau se modifie. Ce phénomène est à l'origine de dégâts importants aux bâtis au cours des périodes de sécheresse prolongée. Dans cette partie, les mécanismes relatifs au retrait et au gonflement des matériaux argileux seront tout d'abord présentés. L'impact de ces phénomènes à l'échelle macronscopique sera ensuite étudié.

1.1.2.1. Gonflement des sols argileux

Le gonflement est l'augmentation de volume d'un sol. Ce terme est employé indifféremment pour décrire les phénomènes consécutifs à diverses causes, une diminution de la charge, un apport d'eau, une transformation d'anhydrite en gypse ou une exfoliation. En particulier, le gonflement des sols naturels est spécifique à certains sols argileux, constitués en partie de minéraux expansifs lors de l'hydratation du matériau. Les variations de volume de ces sols ne sont pas seulement proportionnelles aux changements de leur teneur en eau (par des cycles pluviométriques, des déficits hygrométriques, facteurs climatiques, ...) elles dépendent également pour une large part des facteurs suivants :

- épaisseur de la couche argileuse ;
- composition et nature minéralogique ; composition physico-chimique ;
- macrostructure du sol et microstructure ou fabrique de la fraction argileuse ;
- nature de la structure interne de l'argile ;
- densité, teneur en eau initiale ;
- succion (pression négative à l'état non saturé) ;

- pression extérieure appliquée ;
- nature des cations fixés et de ceux présents dans la phase liquide.

Deux mécanismes principaux gouvernent le gonflement des sols argileux : le gonflement cristallin et le gonflement osmotique, qui sont décrits ci-après.

Gonflement cristallin

Le gonflement cristallin se produit lorsque des molécules d'eau entrent dans l'espace intercouche des particules argileuses (Saiyouri et al., 2004; Ferrage et al., 2005; Devineau et al., 2006; Villar, 2007). L'eau introduite hydrate les cations échangeables et interagit avec la surface des couches. La principale interaction est l'adsorption des molécules d'eau par les feuillets argileux. À saturation, les couches d'eau s'intercalent, ce qui entraîne une augmentation progressive de l'espacement entre les particules (Figure I.8).

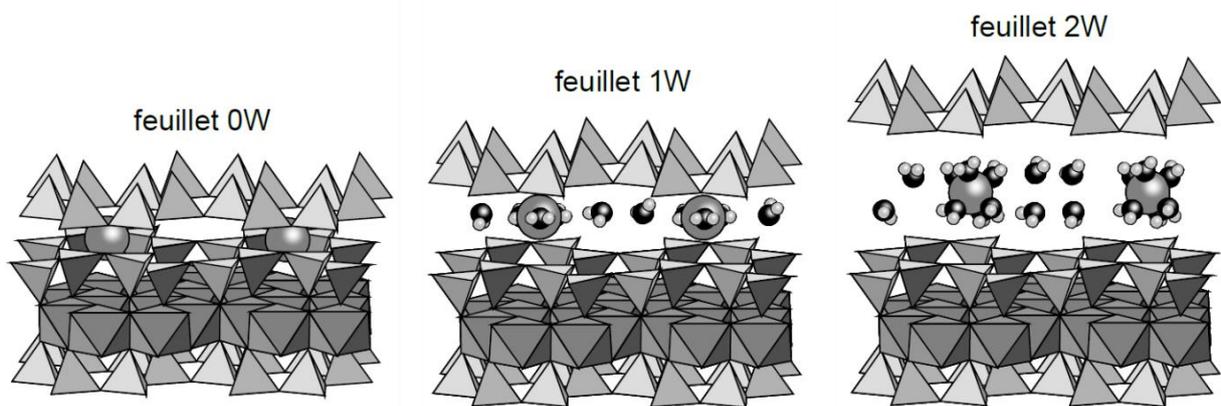


Figure I.8. Représentation des états d'une smectite en fonction de son hydratation (d'après Ferrage (2004)).

Des essais de diffraction des rayons X (DRX) ont permis de mesurer l'évolution de l'espacement entre les couches d'une substance lorsque l'humidité relative augmente. Ces mesures permettent de déduire le nombre de couches équivalentes de molécules d'eau entre deux feuillets. À l'état sec, l'espacement entre les feuillets est d'environ 9,6 Å (feuillelet 0W), il augmente à 13,5 Å pour une couche de molécules d'eau (feuillelet monocouche, 1W), à 15,0 Å pour deux couches (feuillelet bicouche, 2W), et atteint 18,0-18,5 Å pour trois couches (3W) (Norrish, 1954 ; Ferrage et al., 2005 ; Likos & Wayllace, 2010). Cette variation discrète de l'espacement entre les feuillets jusqu'à 20 Å définit le gonflement cristallin. L'augmentation de l'espacement entre les molécules due à l'apparition de couches de molécules d'eau est caractérisée par le terme de gonflement cristallin (Norrish, 1954).

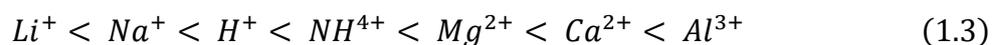
Gonflement osmotique

Lors de l'hydratation des sols gonflants, la neutralité électrique du système eau-sol est assurée par l'attraction électrostatique. En effet, une particule d'argile hydratée forme une particule colloïdale dans laquelle l'excès de charges négatives des particules est neutralisé par un nuage de cations. Les cations échangeables diffusés dans la solution du sol sont ainsi adsorbés à la surface des particules argileuses. Ainsi, l'excès de charges négatives des particules argileuses est neutralisé par le nuage de cations, formant un gradient de concentration. La distribution des ions aux abords des particules argileuses forme une double couche électrostatique (Figure I.9) (Mitchell & Soga, 2005).

Le nuage de cations est constitué d'une part d'une couche plus ou moins fixée à la surface de la particule (la couche de Stern), et d'autre part, d'une distribution diffuse qui s'étend jusqu'à une certaine distance de la particule. Cette distribution résulte d'un équilibre entre deux causes opposées :

- l'attraction électrostatique de Coulomb de la particule d'argile ;
- le mouvement Brownien (cinétique) des molécules liquides qui provoque la diffusion des cations vers l'extérieur (i.e. vers la solution inter-micellaire).

L'attraction d'un cation vers une particule argileuse chargée négativement croît généralement avec la valence du cation. Ainsi, les cations monovalents sont remplacés plus facilement que les cations bivalents ou trivalents. Ceci se généralise dans l'équation 1.3, où les cations de droite remplacent ceux situés à leur gauche.



Cette série est valable pour des concentrations identiques et en fonction de la concentration des cations en solution, cet ordre peut être différent. En effet, les ions en forte concentration auront tendance à remplacer ceux en faible concentration. Ainsi par exemple, les ions sodium Na^+ peuvent remplacer les ions calcium Ca^{2+} , si leur concentration est plus élevée.

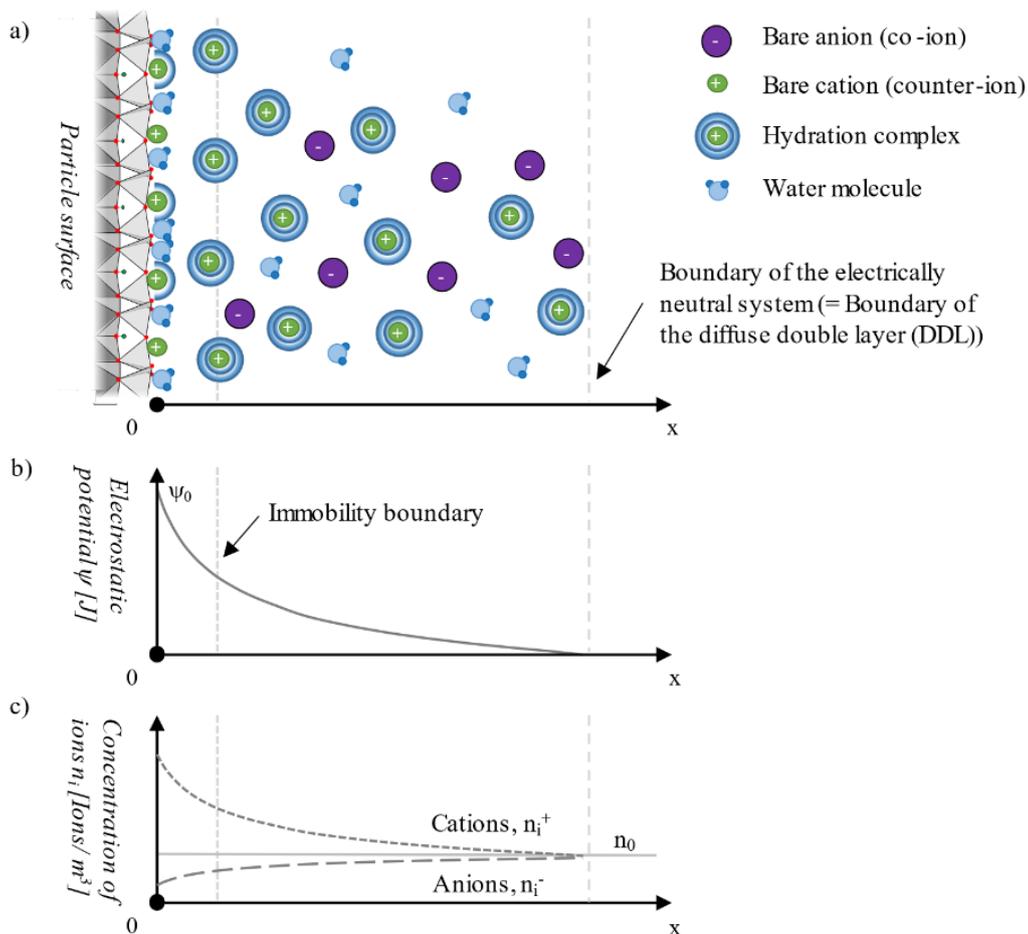


Figure 1.9. (a) Distribution des ions aux abords d'une particule selon le concept de double couche, (b) Potentiel électrostatique des faces des particules d'argile en fonction de la distance, (c) Concentration en ion en fonction de la distance (d'après Sposito, 1992).

La quantité de cations adsorbés sur la surface des particules du sol par unité de masse de sol dans des conditions de neutralité chimique est presque constante et indépendante de l'espèce de cation, et est en général connue sous le nom de capacité d'échange cationique (CEC). La CEC varie d'un sol à l'autre, elle diffère peu dans la densité de la surface de charge, et diffère beaucoup dans la surface spécifique. Ainsi, la CEC d'une montmorillonite est d'environ 0.75-1.00 méq/g, quand la CEC d'une kaolinite varie entre 0,04 et 0,09 méq/g.

Lors de l'hydratation d'un sol argileux, la superposition des doubles couches de même signe crée une répulsion entre les particules. Par conséquent, la distance entre les particules augmente. L'augmentation de la distance entre les particules due à la répulsion de leurs doubles couches diffuses est appelé gonflement osmotique. Ce mécanisme contribue à l'expansion du sol, principalement lorsque les sols sont caractérisés par des teneurs en eau plus élevées (Anderson et al., 2010).

Mesure macroscopique du gonflement

L'hydratation provoque un gonflement macroscopique qui peut être mesuré soit par le potentiel de gonflement (en volume libre), soit par la pression de gonflement (en volume contraint). Pour évaluer le gonflement d'un sol, différentes méthodes ont été développées. Trois méthodes (méthodes A, B et C) standardisées selon la norme (ASTM D 4546 – 93, 1994) présentées ci-dessous permettent de déterminer le comportement macroscopique.

Méthode à gonflement libre (méthode A)

Au cours d'un essai de gonflement libre, l'éprouvette de sol est humidifiée sous la charge d'un piston. Le potentiel de gonflement est calculé en prenant le rapport de la variation de hauteur maximale sur la hauteur initiale. Cet essai permet notamment de déterminer le potentiel de gonflement d'un sol, correspondant à la déformation maximale ($\Delta h/h$) obtenu lors de la saturation du matériau à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle. Après gonflement total du sol, l'essai consiste à appliquer des charges successives pour ramener l'échantillon à sa taille initiale. La pression verticale nécessaire pour que l'éprouvette revienne à sa taille initiale correspond à la pression de gonflement du sol.

Méthode sous charges constantes (méthode B)

Au moins quatre éprouvettes sont soumises à des charges verticales initiales différentes lors de la méthode à charge constante. Les éprouvettes de sol sont ensuite humidifiées pour déterminer le potentiel de gonflement du matériau. Une interpolation linéaire basée sur la courbe du potentiel de gonflement en fonction de la charge verticale permet de définir la charge verticale pour laquelle il n'y a pas de déformation ; elle correspond à la pression de gonflement.

Méthode à volume constant (méthode C)

Dans la méthode à volume constant, le sol est humidifié en empêchant toute variation de volume (Figure I.10). La pression nécessaire au maintien du volume est la pression de gonflement. Des cellules spécifiques sont utilisées pour ce type d'essais, et sont généralement équipées d'un capteur de pression permettant de déterminer l'évolution de la pression en fonction du gonflement, lors de l'humidification du matériau.

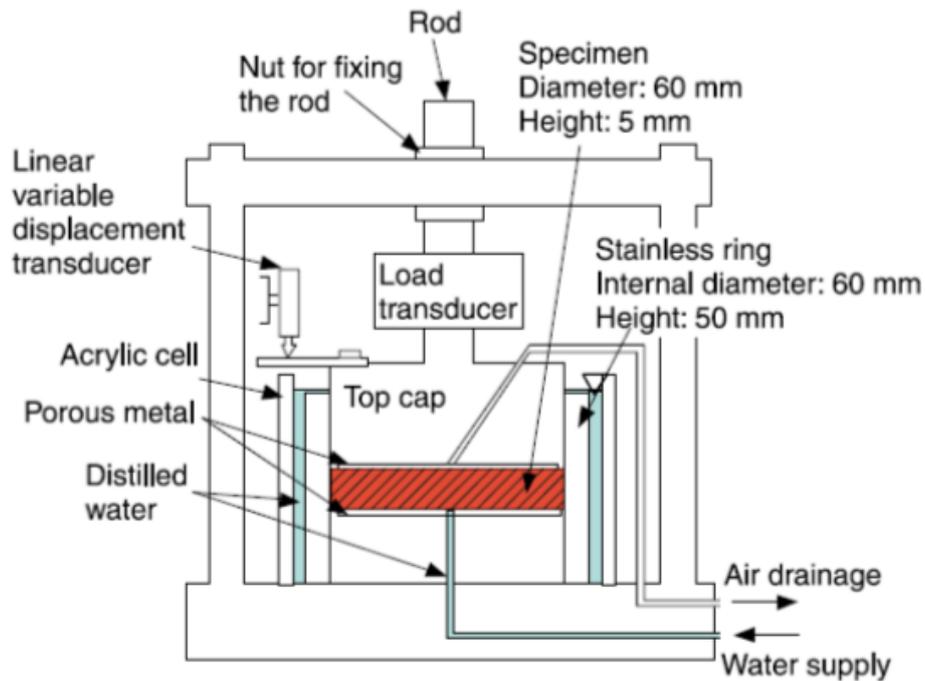


Figure I.10. Schéma d'un dispositif d'essai de gonflement à volume constant avec injection de la solution par la face inférieure de l'éprouvette (Komine & Ogata, 2003).

Des comparaisons entre les différentes méthodes effectués sur un sol donné ont mis en évidence des différences de mesures de déformations de gonflement (par ex., Abduljawad & Al-Sulaimani, 1993).

1.1.2.2. Retrait des sols argileux

Le retrait correspond à une diminution du volume du sol due au séchage de l'eau présente dans ses pores. Lorsque le sol s'assèche progressivement, il se produit des tensions capillaires et la formation de ménisques autour des particules du sol (Figure I.11).

A l'échelle macro, le séchage d'un sol comporte trois phases successives (Figure I.11). Dans la première phase, tous les macropores sont complètement saturés. La deuxième phase, appelée phase transitionnelle, débute au point d'entrée de l'air résultant de l'évaporation de l'eau à la surface des macropores. Le sol se désature progressivement, permettant à l'air d'entrer dans les pores. Dans la dernière phase, un état de volume constant est atteint malgré la diminution de la teneur en eau du matériau.

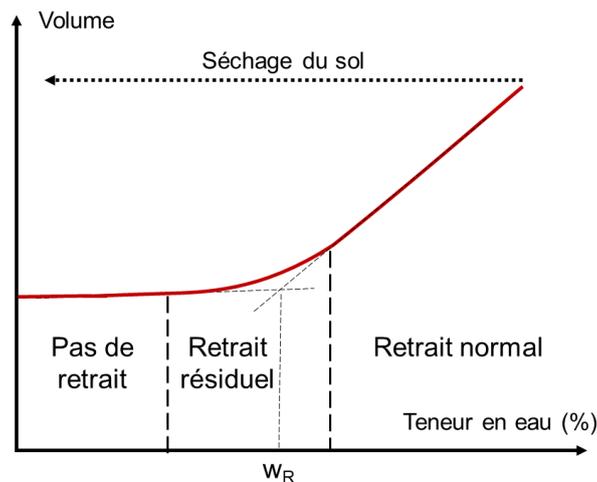


Figure I.11. Différentes phases du retrait d'un sol gonflant (d'après Norrish, 1954).

La teneur en eau limite où le sol continue à perdre de l'eau sans subir une variation significative de volume est définie comme la limite de retrait du matériau. La mesure de la limite de retrait d'un sol peut être évaluée par l'intermédiaire d'un essai de retrait (NF XP P94-060-2, 1997). On peut considérer la limite de retrait comme le point d'intersection de deux segments : l'un représentant le retrait normal et l'autre l'absence de retrait (Figure I.11).

1.1.2.3. Cycles de séchage et d'humidification

Dans la nature, les sols subissent des cycles de séchage et d'humidification en raison des variations saisonnières de l'humidité et du climat. L'étude du phénomène de retrait-gonflement *in situ* révèle une interaction complexe entre l'atmosphère, le sol et l'eau due à ces cycles de séchage et d'humidification. Cette interaction implique des effets conjoints liés à la variation de la contrainte, de la déformation et de la résistance au cisaillement (Zhan et al., 2007). Dans ce contexte, Al-Homoud et al. (1995) ont étudié le retrait et le gonflement d'une argile fortement plastique préparée à la teneur en eau optimum Proctor. Les éprouvettes de sols ont été humidifiées par saturation pendant 40 h, puis séchées à l'air libre jusqu'à la teneur en eau initiale. Les auteurs ont noté une accumulation du retrait après avoir exposé les sols à 9 cycles hydriques. En revanche, d'autres chercheurs ont observé un effet opposé. Pousada (1995) a également évalué l'effet de plusieurs cycles hydriques sur le retrait et le gonflement d'une argile fortement plastique. Il a été constaté que l'amplitude du gonflement augmentait avec le nombre de cycles. Plusieurs auteurs ont analysé le comportement cyclique des sols gonflants et ont mis en évidence l'impact de l'état initial du sol (Delage et al., 1998; Tripathy et al., 2002; Alonso et al., 2005; Nowamooz et al., 2009; Airò Farulla et al., 2010). Ils ont conclu que le comportement

cyclique des sols non saturés gonflants dépend de leur état initial, notamment leur teneur en eau et leur densité sèche initiales. Alonso et al. (2005) ont mené des cycles de séchage-humidification sur un mélange de bentonite-sable sous différentes contraintes verticales. Leur résultat montre un retrait cumulé à la fin des cycles, mais le comportement volumique du sol devient élastique après avoir subi ces cycles, avec une diminution de l'amplitude du retrait à mesure que la contrainte augmente. Alonso et al. (2005) ont conclu que ce retrait cumulé dépend non seulement de l'état initial du sol, y compris sa densité et sa structure interne, mais aussi de la gamme de succion appliquée (Figure I.12). De ce fait, un sol normalement consolidé subira un retrait cumulé, tandis qu'un sol surconsolidé montrera un gonflement cumulé en réponse à ces cycles. Lorsque le nombre de cycles augmente, la variation volumique entre les cycles consécutifs de séchage-humidification devient plus faible, indiquant que le sol tend à atteindre un état élastique après plusieurs cycles. Nowamooz & Masroui (2009) ont obtenu des résultats similaires avec des densités initiales différentes.

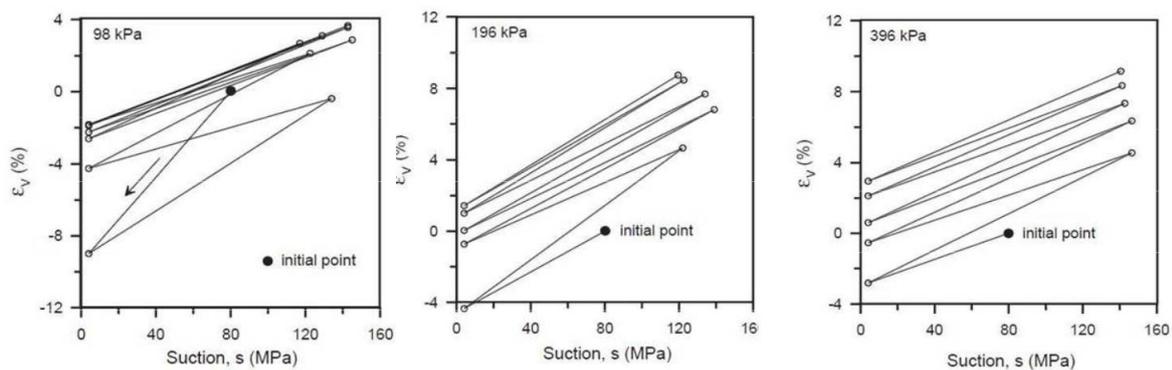


Figure I.12. Cycles de séchage-humidification pour trois contraintes verticales (Alonso et al., 2005).

Ainsi, l'augmentation de la contrainte verticale réduit l'amplitude du gonflement cumulé du sol et favorise l'augmentation du retrait, quel que soit l'état initial du sol. Dans des conditions de contrainte verticale élevée, le sol devient consolidé et compacté, avec des déformations restant dans le domaine élastique.

1.1.3. Conclusion

Le sol est un milieu complexe à plusieurs phases distinctes interagissant les unes entre les autres. Cet état de l'art s'est concentré sur le comportement des sols argileux. Les minéraux argileux sont des phyllosilicates composés de feuillets de type d'anions d'oxygène organisés sous forme tétraédriques ou octaédriques. Les argiles peuvent être différenciés par leur surface

de charge, l'empilement caractéristiques des feuillets ou bien leur capacité d'échange cationique. Outre leur structure en feuillets, les minéraux argileux s'organisent en agrégats correspondant à l'assemblage de particules unitaires. La structure des sols expansifs est donc expliquée par la présence de micropores intra-agrégats et de macropores inter-agrégats.

La présence d'eau et d'air dans un sol induit une pression négative appelée succion. La variation de la succion induit des changements hydriques conséquents dans le sol, et donc un gonflement ou un retrait du matériau. Le gonflement des matériaux expansifs s'explique par le phénomène de gonflement cristallin, lié à l'adsorption de l'eau sur la surface inter-couche, et le phénomène de gonflement osmotique, lié à la répulsion électrique des particules argileuses causant leur état dispersif. Enfin, le compactage joue un rôle prédominant dans la structure du sol. Les différentes méthodes de compactage peuvent influencer sur la texture finale du matériau.

1.2. Traitement de sol

Le traitement de sol consiste en l'ajout d'un additif avant compactage permettant d'améliorer les propriétés hydromécaniques d'un sol donné. Cette technique de construction permet de valoriser des géomatériaux non réutilisables en l'état, tout en optimisant le dimensionnement des ouvrages. La stabilisation des sols modifie certains paramètres de nature du matériau, en d'autres termes l'ajout de traitement modifie totalement la nature du sol.

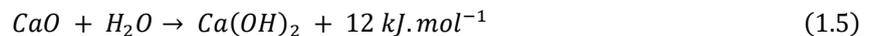
Les techniques de stabilisation de sol les plus courantes sont généralement les traitements à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Plusieurs mécanismes sont associés à l'ajout de ces produits de traitement dans un sol. Dans le cadre de cette étude, les mécanismes à court et long terme liés aux techniques de traitement à la chaux et au ciment seront tout d'abord présentés. L'impact des deux types de traitement sur le comportement hydromécanique des sols est ensuite abordé.

1.2.1. Mécanismes d'action de la chaux

La chaux est obtenue par calcination de carbonate de calcium (CaCO_3) à une température supérieure à 900°C qui se décompose en oxyde de calcium (CaO), appelé chaux vive, et en gaz carbonique (CO_2) (équation 1.4).



Cette réaction est réversible, la chaux vive CaO produite peut, après hydratation par l'humidité ambiante, se carbonater lentement sous l'action du CO₂ atmosphérique avec formation d'une prise à l'air d'où l'expression de chaux aérienne. La chaux vive peut former par addition d'eau de la portlandite Ca(OH)₂ (Eq. 2), cette réaction s'accompagnant d'un fort dégagement de chaleur (équation 1.5).



Les caractéristiques des chaux aériennes vis-à-vis du traitement des sols dépendent de la forme sous laquelle elles sont utilisées, de la teneur en chaux libre exprimée sous la forme de CaO, de la granularité définie à partir des tamisats à 2, 0,2 et 0,08 mm, et de la réactivité déterminée par l'essai dit de « réactivité à l'eau », défini par la norme NF P 98-102. Diverses formes de la chaux sont utilisées dans le traitement des sols à la chaux, cependant les formes les plus communes restent la chaux vive, CaO et la chaux éteinte, Ca(OH)₂. L'ajout de chaux dans un sol modifie fortement l'alcalinité du matériau. La dissolution de la portlandite dans l'eau interstitielle engendre la production d'ions hydroxydes responsables de l'élévation du pH (équation 1.6).



L'ajout de chaux dans un sol était à l'origine utilisé pour améliorer la maniabilité des sols fins en phase de construction (en plus de baisser la teneur en eau du sol), tout en augmentant la portance du matériau. Les mécanismes relatifs à l'action de la chaux dans le sol sont généralement présentés comme survenant à court terme ou à long terme (par ex. Boardman et al., 2001; Diamond & Kinter, 1965; Little, 1995) ; ils sont présentés ci-après.

L'action du traitement est fonction de la nature du sol, mais également de l'état de compactage du matériau et de sa teneur en eau. Cette sensibilité à la méthode de préparation du matériau est directement reliée à la structure du sol et aux processus physico-chimiques en lien avec le traitement. Pour comprendre les paramètres usuels de la géotechnique d'un sol traité, il faut donc étudier le matériau à différentes échelles.

1.2.1.1. Mécanismes à court terme

L'hydratation de la chaux provoque une augmentation de la concentration des ions Ca²⁺ et OH⁻ résultant en une augmentation du pH de la solution interstitielle (équation 1.6).

Des échanges cationiques se produisent alors entre les ions absorbés à la surface des particules argileuses et les cations apportés par l'hydratation de la chaux. Ceci provoque une modification

de la CEC du sol (Bell, 1996). Basma & Tuncer (1991) rapportent que la modification de la CEC engendre une réduction de la double couche des particules argileuses et donc une réduction des forces de répulsion entre les particules argileuses. Ainsi, les forces d'attraction à faible rayon d'action (connues sous le nom de forces de London-Van der Waals) entrent en jeu et relient les particules en flocons (Locat et al., 1990). Ces réactions conduisent à la floculation/agrégation des particules argileuses. Le changement de la CEC et la floculation des particules argileuses entraînent une modification des limites d'Atterberg du sol traité (Figure I.13). Ainsi, il est généralement considéré que le traitement d'un sol argileux induit une augmentation de la limite de plasticité w_P , limite de liquidité w_L restant à peu près constante. L'indice de plasticité est donc réduit consécutivement à l'ajout de chaux (par ex. Brandl, 1981; Bell, 1996; Boardman et al., 2001; Al-Mukhtar et al., 2010a; Bin-Shafique et al., 2010).

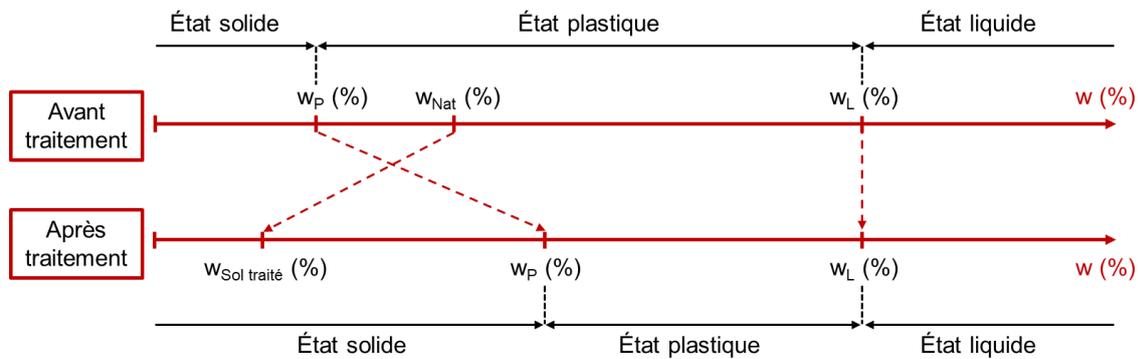


Figure I.13. Modification à court terme des paramètres d'identification suite à l'ajout de chaux (d'après LCPC, 2000).

L'ajout de chaux provoque une modification des caractéristiques de compactage du sol traité. La floculation des particules diminue l'aptitude au compactage du sol traité et, dans la plupart des cas, l'ajout de chaux tend à réduire la densité à l'optimum ainsi qu'à déplacer l'optimum de compactage vers une teneur en eau plus forte que pour le matériau non traité (Brandl, 1981; Osinubi & Nwaiwu, 2006; Sariosseiri & Muhunthan, 2009; Bin-Shafique et al., 2010). L'influence du traitement à la chaux sur le compactage est illustrée sur la Figure I.14 (LCPC, 2000).

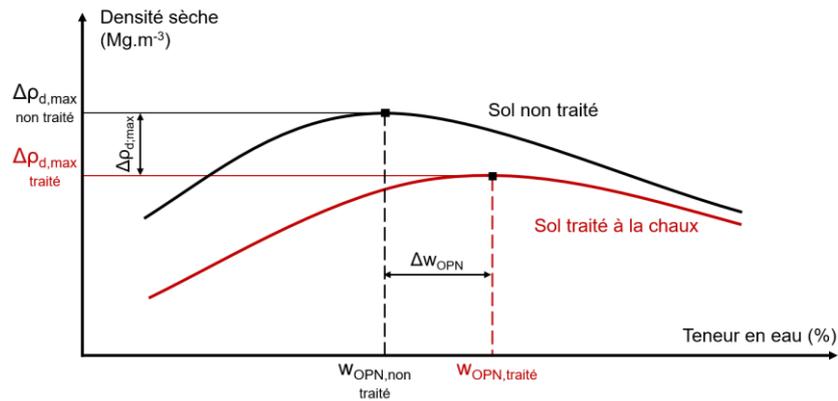


Figure I.14. Modification des caractéristiques de compactage d'un sol suite au traitement (d'après LCPC-SETRA 2000).

L'ampleur des modifications dépend, avant tout, de l'argilosité et de la nature des argiles du matériau traité.

1.2.1.1.1. Mécanismes à long terme

Deux mécanismes peuvent intervenir à long terme. Lorsque des quantités suffisantes de chaux et d'eau sont ajoutées, le pH du sol augmente rapidement pour dépasser 12,45, ce qui augmente fortement la solubilité de la silice et de l'alumine notamment contenues dans les argiles (Figure I.15) (Boardman et al., 2001).

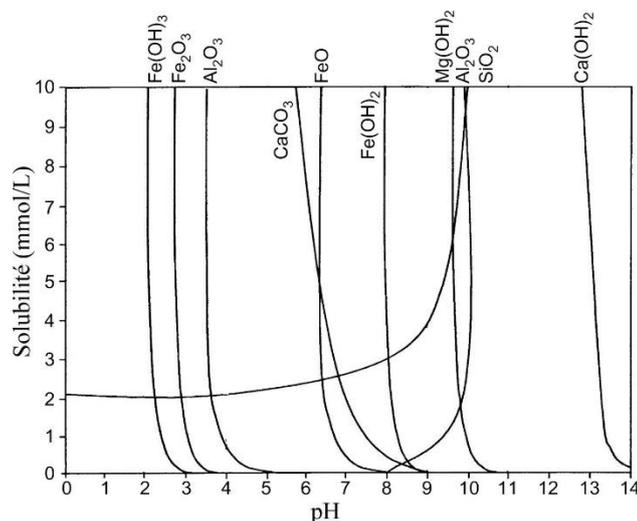


Figure I.15. Solubilité de différentes espèces minérales en fonction du pH (Boardman et al., 2001).

La silice et l'alumine sont ainsi libérées et réagissent avec le calcium provenant de la chaux pour former des silicates de calcium hydratés (C-S-H), des aluminates de calcium hydratés (C-

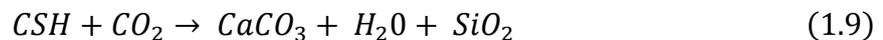
A-H) et des alumino-silicates de calcium hydratés (C-A-S-H). Les C-S-H, C-A-H et C-A-S-H sont des produits cimentaires similaires à ceux formés dans le ciment Portland. L'ensemble de ces réactions porte le nom de « réactions pouzzolaniques », réactions qui peuvent s'étaler sur des mois, voire des années. L'exemple de la formation des C-S-H est donné dans l'équation 1.7.



Le second mécanisme est le phénomène de carbonatation de la chaux qui se caractérise par la prise de la chaux aérienne ou hydraulique par absorption du gaz carbonique de l'air (par ex. Zhang et al., 2017; Xu et al., 2020; Vitale et al., 2021). Le CO₂ peut tout d'abord réagir avec le Ca²⁺ dissout et produire des carbonates de calcium (CaCO₃) (équation 1.8).



La transformation des cations calcium provoque une baisse du pH dans la solution interstitielle par la réduction de la quantité de portlandite, et peut ainsi perturber la production de composés cimentaires. Dans un second temps, la carbonatation peut également agir directement sur les composés secondaires, par décalcification des gels C-A-S-H (par ex., Deneele et al., 2021) (équation 1.9).



1.2.2. Traitement de sol au ciment

Différents ciments existent, leur classification (CEM I à V) dépend de la proportion des composantes principales. Le constituant principal du ciment est le clinker (mélange de 80% de calcaire et 20% d'argile calciné à 1450°C et broyé en poudre fine inférieure à 80µm). Il associe quatre composés anhydres : les silicates tricalciques (C3S), les silicates dicalciques (C2S), les aluminates tricalciques (C3A) et les aluminoferrites tétracalciques (C4AF). En plus du clinker, les composants principaux d'un ciment peuvent inclure les laitiers de hauts-fourneaux, les cendres volantes, la pouzzolane naturelle, le calcaire, les schistes calcinés et la fumée de silice.

Lors de l'hydratation d'un ciment, de nouveaux composés sont formés parmi lesquels les aluminosilicates de calcium hydratés présentés précédemment ou encore de l'ettringite (Figure I.16). L'évolution physico-mécanique et physico-chimique des sols traités au ciment se déroule principalement au cours des premières minutes suivant l'ajout du traitement selon une cinétique influencée par la température (Saussaye, 2012).

En général, la prise hydraulique d'un ciment ordinaire peut être divisée en trois phases (LCPC, 2000) :

- La première étape implique le démarrage du processus de prise, caractérisé par le temps nécessaire à la mise en solution et à la précipitation sous forme de gel des silico-ferro-aluminates de calcium dans l'eau libre du sol. Ce laps de temps, dénommé délai de maniabilité, peut varier de 2 à 24 heures.
- La deuxième étape concerne le développement de la cristallisation du gel, provoquant ainsi la rigidification du mélange et déclenchant la prise hydraulique proprement dite. La durée de cette phase dépend du type de ciment utilisé et peut s'étendre de quelques jours à quelques semaines.
- La troisième étape débute après la fin de la prise, marquée par la formation de la quasi-totalité des silicates et des aluminates hydratés. Elle correspond à la période de cure, pendant laquelle l'amélioration des résistances mécaniques se poursuit. La durée de cette étape varie en fonction de la nature spécifique du ciment, allant de quelques semaines à plusieurs mois.

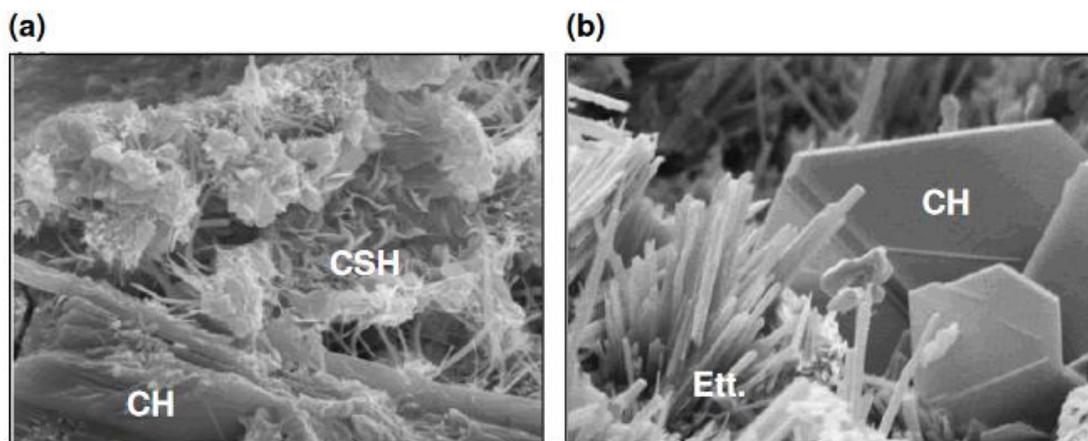


Figure 1.16. Eléments (a) portlandite (CH) et tobermorite (C-S-H) (b) portlandite (CH) et ettringite (Ett.) constitutives d'une pâte de ciment (Saussaye, 2012).

La prise hydraulique est influencée par divers facteurs tels que la composition du sol, le type de ciment utilisé, le niveau d'humidité ou encore la température (Catton, 1959; Noble et al., 1970). Ainsi le traitement au ciment diffère du traitement à la chaux principalement par son gain de résistance plus rapide à court terme. Cette différence de cinétique est largement due à la disponibilité de l'aluminium et du silicium permettant la production de composés cimentaires.

À long terme, la précipitation de calcite peut également intervenir lors de l'exposition du sol au CO₂ ambiant. Il se produit alors une dissolution de l'hydroxyde de calcium (équation 1.9) ainsi qu'une décalcification des C-S-H (équation 1.10).

1.2.3. Impact du traitement sur le comportement hydromécanique

L'ajout de traitement a différents effets sur le comportement hydromécanique d'un matériau. Par la suite, l'impact de l'ajout de chaux ou de ciment sur le retrait et le gonflement du matériau est discuté. Les conséquences des deux traitements sur la texture du sol est ensuite abordée. Enfin, l'impact de l'ajout de traitement sur le comportement mécanique et notamment la résistance à la compression et la compressibilité du matériau est présenté.

1.2.3.1. Impact sur le retrait et le gonflement

L'effet de floculation associé au traitement est une conséquence directe de l'ajout de calcium. L'excès de charges négatives, qui induit le gonflement osmotique des sols expansifs est compensé par l'ajout de cations Ca²⁺ (Russo et al., 2007; Aldaood et al., 2014; Al-Mukhtar et al., 2012; Guidobaldi et al., 2017, 2018; Vitale et al., 2020). Ainsi, l'ajout de chaux permet de limiter drastiquement le potentiel de gonflement d'une argile même à saturation du sol (Rao et al., 2001; Al-Rawas et al., 2005; Guney et al., 2007; Nalbantoglu & Tuncer, 2011; Stoltz et al., 2012; Cuisinier et al., 2014; Herrier et al., 2015; Dash & Hussain, 2015; Udukumburage et al., 2019; Wang et al., 2020).

Par exemple, Stoltz et al. (2012) ont étudié le potentiel de gonflement d'une argile gonflante de type A4 (ou F4) à différents dosages en chaux, après un temps de cure des éprouvettes de 28 j. Le gonflement du sol a été évalué par l'intermédiaire d'un essai de gonflement libre. Le potentiel de gonflement du matériau préparé à l'optimum Proctor est passé de 14,1 % à l'état non traité à environ 0,1 % après l'ajout de 1 % de chaux (Figure I.17). Le potentiel de gonflement s'est ensuite stabilisé autour de valeurs proches de 0,1 %, lorsque le dosage en chaux était entre 1 % et 5 %.

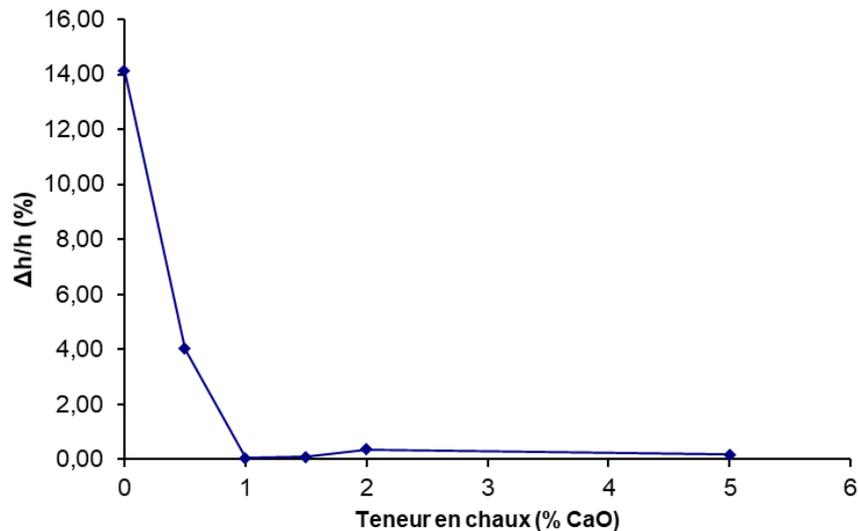


Figure I.17. Modification du potentiel de gonflement avec l'ajout de chaux (Stoltz et al., 2012).

L'étude de l'évolution des caractéristiques hydromécanique gonflement–retrait avec le traitement à la chaux est largement traitée dans la littérature (Al-Rawas et al., 2005; Basma & Tuncer, 1991; Nalbantoglu & Tuncer, 2011). Toutes les études s'accordent sur le fait que le gonflement diminue immédiatement dès l'incorporation de la chaux dans les sols argileux. Avec la cure, ce gonflement continue de diminuer et si la quantité de chaux ajoutée est suffisante, le gonflement est entièrement arrêté (Khattab et al., 2007).

1.2.3.2. Impact sur la microstructure

Les flocculats engendrés dès l'ajout de chaux dans le sol vont fortement perturber la structure du sol, modifiant ainsi des caractéristiques comme la perméabilité à l'eau (par ex. Delage et al., 1996; Lemaire et al., 2013). La floculation des particules d'argile après l'ajout de chaux modifie, entre autre, la distribution de la taille des particules du matériau (Osula, 1991) et influence par conséquent la distribution des pores à très court terme (Russo et al., 2007), bien que cette distribution évolue également pendant le temps de cure avec la formation de composés cimentaires dues aux réactions pouzzolaniques (Choquette et al., 1987; Locat et al., 1990; Le Runigo et al., 2009; Metelková et al., 2012; Deneele et al., 2016). La répartition spatiale des sols argileux traités en agrégats induit, à l'instar des sols non traités compactés, deux classes de pores principales les pores intra-agrégats et les pores inter-agrégat (comme vu précédemment). Par exemple, Russo et al. (2007) ont étudié l'évolution de la microstructure d'un limon traité à 3% de chaux pendant 28 jours (Figure I.18).

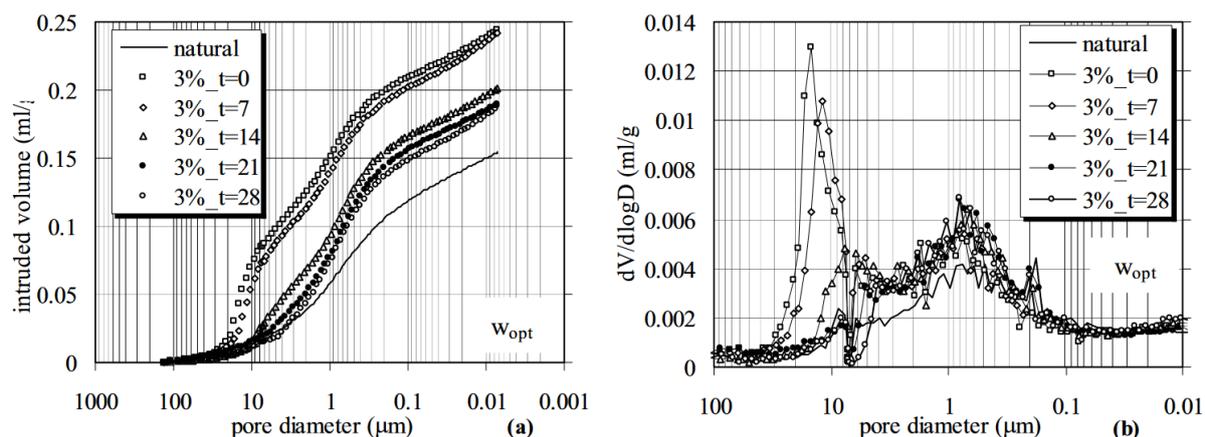


Figure I.18. Répartition de la taille des pores du sol non traité et du sol traité à plusieurs temps de cures (Russo et al., 2007).

L'étude a montré que l'ajout de chaux affecte principalement la porosité inter-agrégats, tout en augmentant légèrement la quantité de pores intra-agrégats. La quantité de pores inter-agrégats se réduit toutefois en fonction du temps de cure. Ce phénomène est expliqué par la formation à plus long terme de gels d'hydrates dues aux réactions pouzzolaniques qui comblent les plus grands pores. Ainsi, les réactions pouzzolaniques contribuent à réduire la porosité induite par la floculation, tout en augmentant la fréquence des pores de petit diamètre.

1.2.3.3. Résistance à la compression

Le traitement au ciment ou à la chaux entraîne une amélioration des propriétés mécaniques des sols. En particulier, l'ajout de ciment conduit à une nette amélioration de la résistance à la compression, comme en témoignent plusieurs études (Al-Amoudi, 2002; Consoli et al., 2007; Helson et al., 2017). Par exemple, Lee & Lee (2002) ont démontré l'influence positive du temps de cure sur la résistance à la compression simple du kaolin traité. Entre 7 et 28 jours de temps de cure, un sol traité avec 5% de ciment voit sa résistance à la compression simple augmenter de 260 kPa à environ 600 kPa. De plus, leur étude a mis en évidence l'importance de la méthode de cure. Après 28 jours de temps de cure, la résistance à la compression simple atteint 200 kPa pour un sol ayant été complètement immergé dans l'eau, tandis qu'elle atteint 600 kPa pour un sol gardé à humidité constante. Le module d'élasticité connaît également une nette amélioration grâce à l'ajout de ciment, comme l'ont observé, entre autres, Sariosseiri & Muhunthan (2009) après l'incorporation de ciment Portland dans différents types de sols de la région de Washington. La Figure I.19 présente un exemple de résultats d'essais de compression simple réalisés sur le sol traité avec divers dosages de ciment.

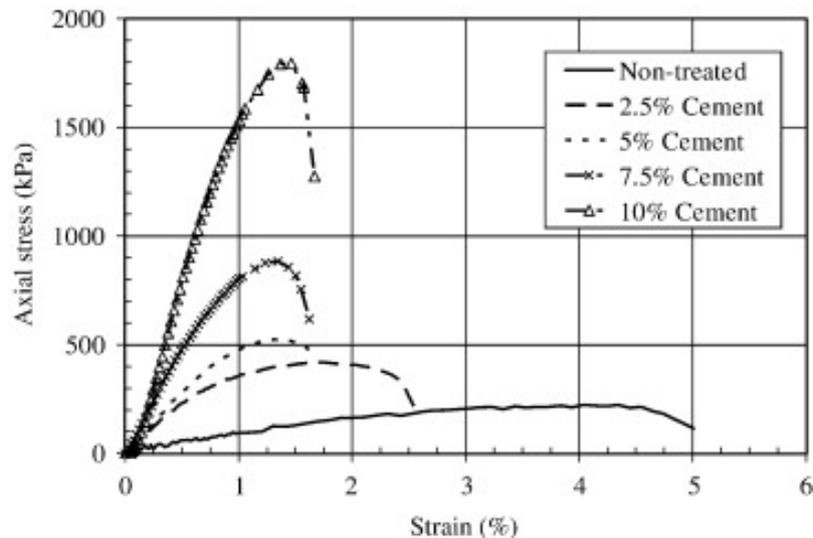


Figure I.19. Effet de l'ajout de ciment sur la compression simple d'un limon (Sariosseiri & Muhunthan, 2009).

L'ajout de chaux permet également d'améliorer les performances mécaniques d'un sol, et en particulier la résistance à la compression simple des matériaux traités (Puppala et al., 1996; Consoli et al., 2012; Mehenni et al., 2020; Aldaood et al., 2021). Par exemple, Elkady (2016) a évalué l'impact de plusieurs dosages en traitements allant de 2 % à 6 % de chaux. Après 28 jours de cure à température et humidité constante, la résistance à la compression simple des éprouvettes traitées à 2 % de chaux était de 300 kPa, quand une résistance de 950 kPa a été mesurée pour les éprouvettes de sols traités à 6 % de chaux.

1.2.3.4. Compressibilité

La formation à long terme de composés cimentaires engendre une amélioration conséquente des performances mécaniques des sols traités (Brandl, 1981; Attoh-Okine, 1995; Bell, 1996; Kafodya & Okonta, 2018; Poncelet & François, 2022). Concernant la compressibilité des sols traités, Basma & Tuncer, (1991) ont constaté une diminution immédiate de l'indice de compressibilité C_c et du gonflement avec la chaux. Ses indices continuent à diminuer avec le temps de cure du matériau. Nalbantoglu & Tuncer (2011) ont également observé que les deux indices décroissent très rapidement (24 heures après le malaxage) lors de l'ajout de la chaux à un sol argileux chypriote (Figure I.20).

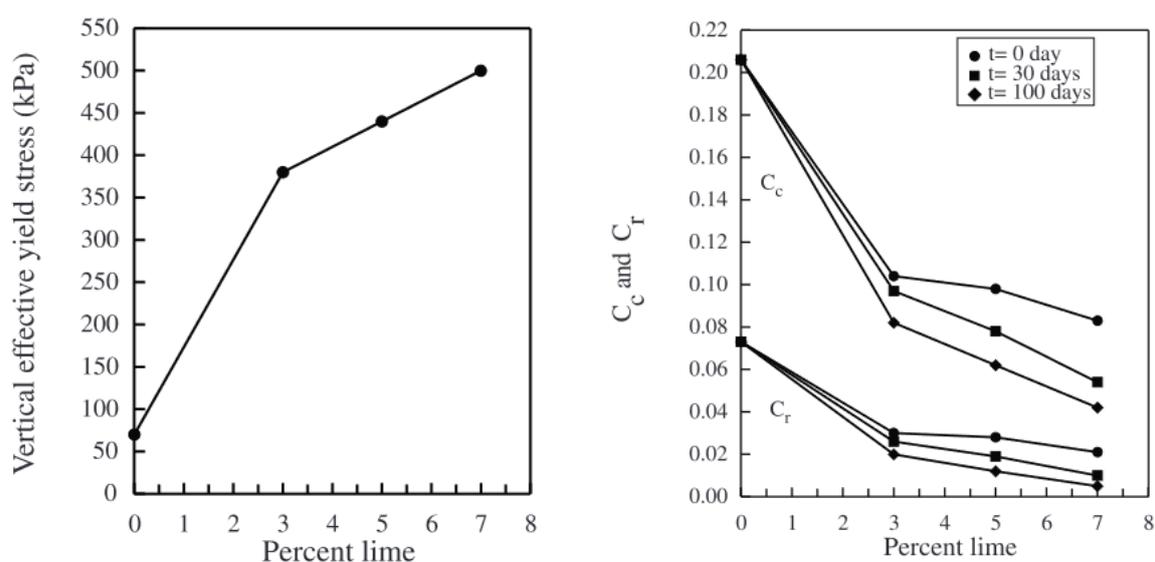


Figure I.20. évolution de la contrainte de préconsolidation apparente, de l'indice de gonflement (noté C_r) et de l'indice de compressibilité d'une argile gonflante en fonction de l'ajout de chaux (Nalbantoglu & Tuncer, 2011).

Rajasekaran & Narasimha Rao (2002) ont évalué cette diminution à environ la moitié de la compressibilité d'une argile marine Indienne traitée par la chaux et de différents additifs dans une période de 30 à 45 jours de temps de cure. D'autres travaux réalisés par Rao & Shivananda (2005) sur la même argile marine ont montré une augmentation significative du domaine élastique avec le traitement. Il est à noter que dans le cas des sols traités les termes « limite d'élasticité » et contrainte de préconsolidation apparente » sont préférés au terme « contrainte de préconsolidation » du fait de la définition de ce dernier qui n'est pas adaptée au cas des sols cimentés. Cet effet est d'autant plus marqué à long terme où les réactions pouzzolaniques forment des composés cimentaires. Ainsi l'étude de Wang & Korkiala-Tanttu (2020) a montré que la limite d'élasticité d'une argile expansive pouvait être améliorée pour des dosages allant de 1 % à 13 % de ciment (Figure I.21).

L'étude de la compressibilité des sols traités a également permis de quantifier l'état de cimentation des composés pouzzolaniques dans le matériau (Stoltz et al., 2014). En effet, d'après Burland (1990) et Leroueil & Vaughan (1990), la compressibilité des sols traités peut s'expliquer à la fois par l'arrangement entre les grains qui répartit les efforts dans le sol (appelé « effet de texture »), et par la cimentation de ces particules (appelé « effet de cimentation »). Cependant, l'ajout de traitement dans un sol modifie fortement la texture de ce dernier, ainsi l'indice des vides du sol a tendance à augmenter après stabilisation (Bell, 1996; Nalbantoglu &

Tuncer, 2011). La contrainte de préconsolidation apparente d'un sol traité ne permet pas à elle seule de discriminer le rôle de la structure (lié à la densité du sol), du rôle de la cimentation dans la résistance mécanique du matériau. Ainsi, afin d'évaluer la part de la cimentation seule, Leroueil & Vaughan (1990) ont proposé d'utiliser la courbe intrinsèque du sol comme référence dans le plan $e : \log \sigma'$ (Figure I.22). Le facteur de sensibilité S_σ est donné dans l'équation 1.10 (Burland, 1990; Cotecchia & Chandler, 2000; Gasparre & Coop, 2008).

$$S_\sigma = \frac{\sigma'_y}{\sigma'_e} \tag{1.10}$$

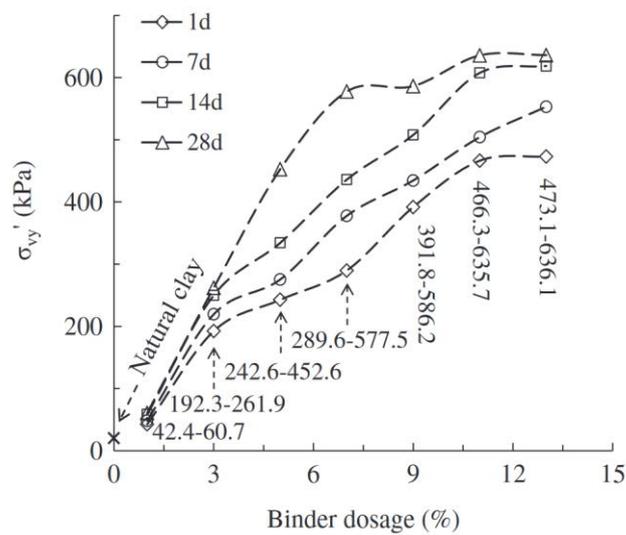


Figure I.21. Impact du temps de cure sur la limite d'élasticité d'une argile traitée au ciment (Wang & Korkiala-Tanttu, 2020).

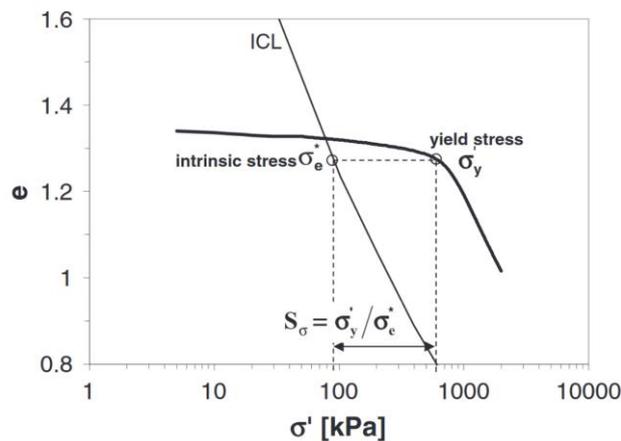


Figure I.22. Détermination de S_σ à partir de la courbe vierge notée ICL (d'après Leroueil & Vaughan, 1990).

Avec σ'_y , la limite d'élasticité du matériau et σ'_e la contrainte intrinsèque obtenue par l'intermédiaire de la courbe vierge du sol (Figure I.22). Le facteur de sensibilité S_σ a notamment été utilisé par Stoltz et al. (2014) sur des éprouvettes d'argiles gonflantes traitées à la chaux. Au bout de 360 jours de cure, le facteur de sensibilité a été évalué à 4,8 pour une éprouvette traitée à 2 % de chaux, tandis qu'il était de 18,5 à 5 % de chaux. L'augmentation du dosage en chaux à 5 % a donc entraîné une augmentation du facteur S_σ , permettant ainsi de quantifier l'impact de l'ajout de traitement sur la production de composés cimentaires.

Ainsi le comportement hydromécanique d'un matériau est fortement affecté par le traitement. L'ajout de chaux et/ou de ciment va rendre le sol plus rigide, réduire sa compressibilité et améliorer sa limite d'élasticité. Le facteur de sensibilité S_σ présenté précédemment permet de quantifier l'amélioration des performances mécaniques du sol traité, en déterminant le rôle mécanique de la cimentation dans le comportement du matériau.

1.2.4. Conclusion

Les processus d'action liés au traitement de sol au ciment et/ou à la chaux peuvent être résumés de la manière suivante :

- Échanges cationiques : les cations sodium, magnésium et autres cations présents dans le sol sont remplacés par les cations calcium provenant de la chaux vive disponible, modifiant ainsi la CEC du sol ;
- Flocculation et agglomération : la flocculation des particules d'argile modifie la structure du sol, sa perméabilité et ses caractéristiques de compactage ;
- Réaction pouzzolanique : l'environnement alcalin élevé créé par la chaux vive disponible dissout les silicates et les aluminates provenant des argiles. Ces derniers réagissent ensuite avec les ions calcium pour former des produits cimentaires composés principalement d'hydrates de silicate de calcium ou d'hydrates d'aluminate de calcium, voire des deux.
- Carbonatation : la portlandite réagit avec le dioxyde de carbone de l'atmosphère pour former des précipités de carbonate de calcium.

L'ajout de traitement dans un sol va modifier ses caractéristiques mécaniques en augmentant sa rigidité et sa limite d'élasticité. Le traitement va également fortement minimiser le potentiel

de gonflement du sol, et réduire le retrait du sol. L'ajout de cation dans le sol lors du traitement entraîne la floculation des particules argileuses, modifiant drastiquement la structure du sol.

1.3. Durabilité des sols traités

L'amélioration d'un sol traité résulte d'une série de processus physico-chimiques. Cependant, au cours de la vie de l'ouvrage, les sollicitations externes liées au climat ou à l'utilisation de l'ouvrage (trafic, circulation d'eau, etc.) peuvent entraîner une diminution de la performance, pouvant devenir inférieure à celle utilisée pour le dimensionnement. Il est donc nécessaire de définir une durée de vie de l'ouvrage, qui doit être comparée à la durée de service pour laquelle l'ouvrage a été conçu. Pour y parvenir, il est essentiel d'évaluer l'impact des sollicitations auxquelles un ouvrage peut être soumis sur l'évolution temporelle de la performance. Ces sollicitations dépendent de la nature de l'ouvrage et de la contribution spécifique du traitement des sols (conductivité hydraulique, résistance à la traction, etc.). Quatre différentes sollicitations environnementales ainsi que leur impact sur le comportement mécanique de sols traités seront présentées : les cycles hydriques, la carbonatation, la circulation d'eau et les cycles de gel et de dégel. Par la suite, plusieurs études effectuées sur des ouvrages en sol traités seront présentées.

1.3.1. Effet des cycles hydriques

1.3.1.1. Impact sur le comportement mécanique

Afin d'étudier la durabilité des sols traités compactés, il est important d'évaluer l'impact des cycles hydriques et leur amplitude sur leur performance. Dans la plupart des études existantes, le protocole expérimental des cycles d'humidification et de séchage est dérivé de la norme (ASTM-D559, 2015) qui prévoit que les échantillons de sol sont alternativement immergés dans l'eau pendant 5 h, puis placés dans un four à 71 °C pendant 42 h pour un séchage complet (Consoli et al., 2018; Horpibulsuk et al., 2016; Pedarla, 2009) pour reproduire les cycles hydriques. Le degré de saturation du sol étudié varie donc de 0 à 100% par cycle, le séchage étant obtenu grâce à l'étuvage. Pedarla (2009) a étudié l'évolution d'une argile fortement plastique non traitée et traitée à 6 % et à 8 % de chaux. Après 10 cycles de séchage et d'humidification simulés à partir de la norme ASTM-D559 (2015), la résistance à la compression simple du matériau traité à 6 % de chaux vive était nulle (Figure I.23). Chittoori et al. (2018) ont également étudié l'impact de cycles hydriques de type ASTM-D559 (2015) sur le comportement mécanique de plusieurs argiles plastiques traitées à la chaux. En fonction de l'argilosité du sol, l'étude a pu évaluer la durée de vie du matériau à une dizaine d'année.

Ce protocole soulève plusieurs questions puisqu'il est relativement sévère par rapport aux conditions de terrain d'un sol traité exposé *in situ* (Boussafir et al., 2016). L'immersion dans l'eau peut entraîner le lessivage progressif du produit de traitement hors de l'échantillon testé, avec un impact négatif sur la performance à long terme (Le Runigo et al., 2009; Deneele et al., 2016). De plus, la température élevée à laquelle le sol est exposé dans une étuve par rapport à d'autres méthodes de séchage, pourrait altérer significativement la microstructure du sol, en particulier dans le cas des sols argileux (Delage & Pellerin, 1984; Penumadu & Dean, 2000; Cuisinier & Laloui, 2004). Tang et al. (2011) ont aussi montré que la performance mécanique d'un sol traité à la chaux est altérée par des cycles de mouillage et séchage successifs.

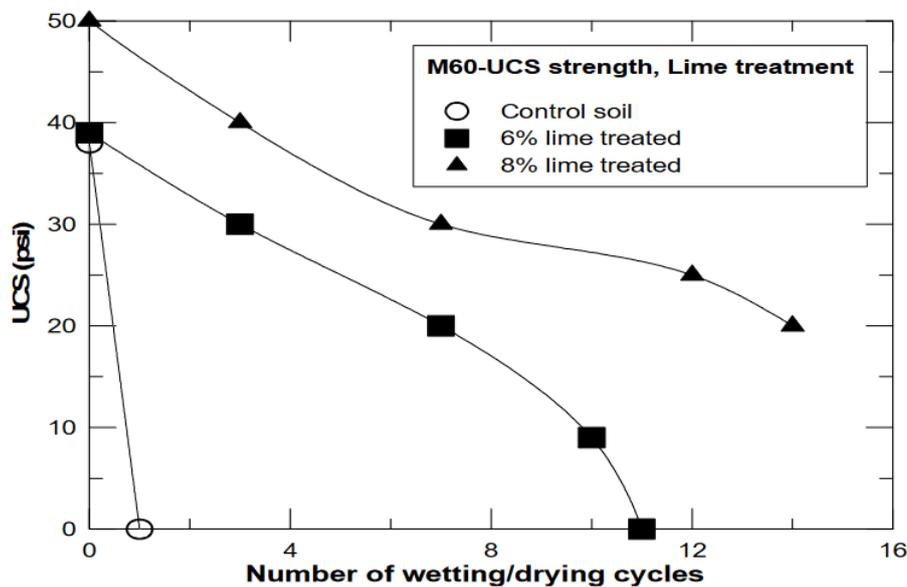


Figure I.23. Variation de la résistance à la compression simple d'une argile plastique traitée à la chaux après avoir été exposée à des cycles hydriques (Pedarla, 2009).

Ainsi, d'autres méthodes de simulation de cycles hydriques ont été développées. Ces méthodes permettent de contrôler la variation de succion dans le sol pendant le cycle. C'est le cas notamment de la méthode de la solution saline et de la méthode osmotique issus du domaine de la mécanique des sols non saturés (ajouter une référence quelconque). La méthode de la solution saline permet une imposition de la succion entre 0 et environ 10 MPa. La méthode osmotique régule, quant à elle, la variation de la succion sur une échelle allant de 8 MPa à plus de 300 MPa. Ces techniques permettent ainsi une meilleure maîtrise des conditions hydriques du sol osmotique (Cuisinier & Deneele, 2008; Stoltz et al., 2014). Les amplitudes des cycles hydriques sont plus proches des sollicitations auxquelles un ouvrage est soumis, la simulation est donc

plus fidèle à la réalité. Par exemple, Mehenni et al. (2020) ont étudié l'évolution à long terme des performances mécaniques d'un limon traité à 3 % de chaux après exposition à des cycles hydriques d'amplitudes sévères (proches de la norme ASTM-D559 (2015)) et des cycles hydriques d'amplitudes douces (avec contrôle de l'humidité relative RH du sol). Les résultats montrent que la résistance à la compression simple du sol traité a fortement baissé après 8 cycles sévères quand elle s'est stabilisée à une valeur proche de 320 kPa dans le cas des cycles doux (Figure I.24).

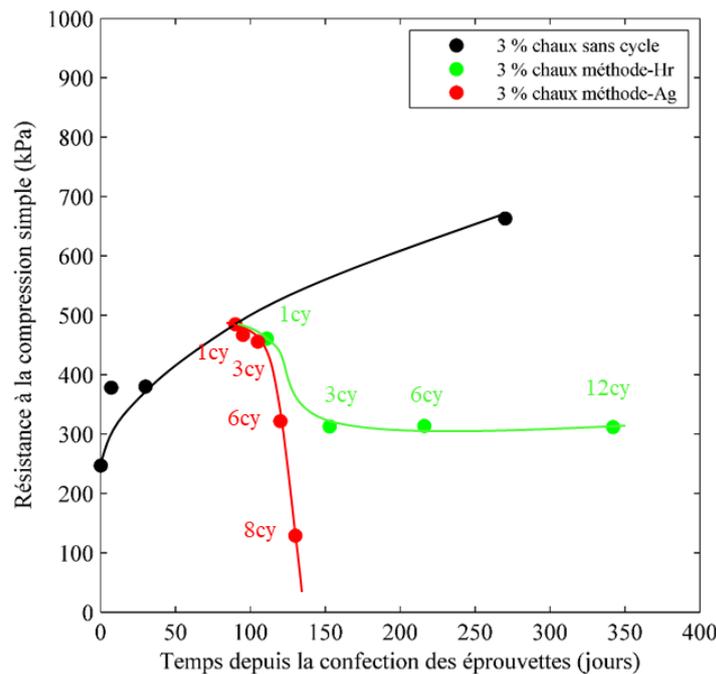


Figure I.24. Impact de la méthode d'application de cycles hydriques sur la résistance à la compression simple d'un limon traité (Mehenni et al., 2020).

(Stoltz et al., 2014) ont également étudié l'impact de cycles hydriques de différentes amplitudes sur le comportement mécanique d'une argile expansive traitée à la chaux. Après préparation du sol aux valeurs de densité sèche et de teneur en eau définies par l'étude préalable à la construction du remblai, le sol traité a été soumis à des cycles sévères (notés ns), dérivés de la méthode ASTM D559-03 (1995) ou à des cycles où la succion a été imposé à 8,0 MPa (notés nc) lors du séchage, un cycle hydrique correspondant à une semaine de séchage et une semaine d'humidification. L'imposition de la succion a pu être contrôlée par l'intermédiaire de la méthode osmotique. L'impact de ces cycles a tout d'abord été évalué par la mesure de la variation volumique du sol déterminée à la fin de chaque séchage et humidification (Figure I.25). Pour les cycles hydriques dérivés de la norme ASTM D559-03 (1995), les résultats

montrent que le sol subi de très grande variations de volume pouvant atteindre 20 % dans le cas du sol traité à 2 % de chaux après 28 jours de temps de cure. Dans le cas des éprouvettes soumises aux cycles hydriques contrôlés, les variations volumiques sont réduites et semblent avoir un comportement élastique après le premier séchage du sol. Ainsi, les cycles sévères successifs ont entraîné des déformations de gonflement irréversibles, contrairement aux cycles de succion contrôlés qui ont conduit à des déformations de retrait irréversibles.

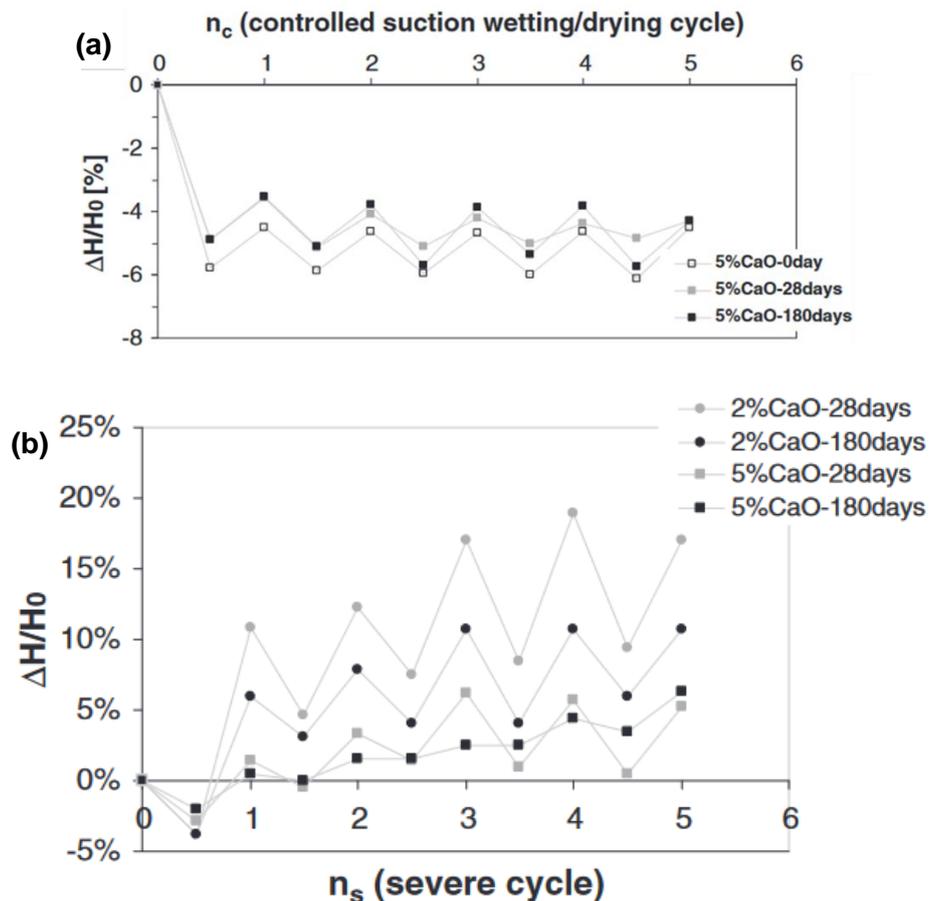


Figure I.25. Influence de cycles hydriques à succion contrôlée (a) et agressifs (b) sur la variation volumique de l'argile d'Héricourt traitée pour différents temps de cure.

Le comportement hydromécanique du sol a également été évalué par l'intermédiaire d'essais œdométriques (Figure I.26). L'apport de la cimentation a pu être déterminé par l'intermédiaire du facteur de sensibilité S_σ présenté précédemment. L'évolution de la limite d'élasticité du sol montre une baisse des performances hydromécaniques du matériau après exposition aux cycles hydriques. Pour les éprouvettes préparées à 5 % de chaux, le facteur de sensibilité du sol est passé de 17,5 sans cycles à 4,5 après exposition aux cycles hydriques pour un temps de cure de 180 jours. D'un point de vue mécanique, les deux types de cycles ont donc induit une forte

diminution de S_σ . Concernant le dosage du traitement, la teneur élevée en chaux vive (5 %) a permis de maintenir une partie des liaisons cimentaires, tandis qu'elles étaient complètement perdues pour la faible teneur en chaux vive (2 %).

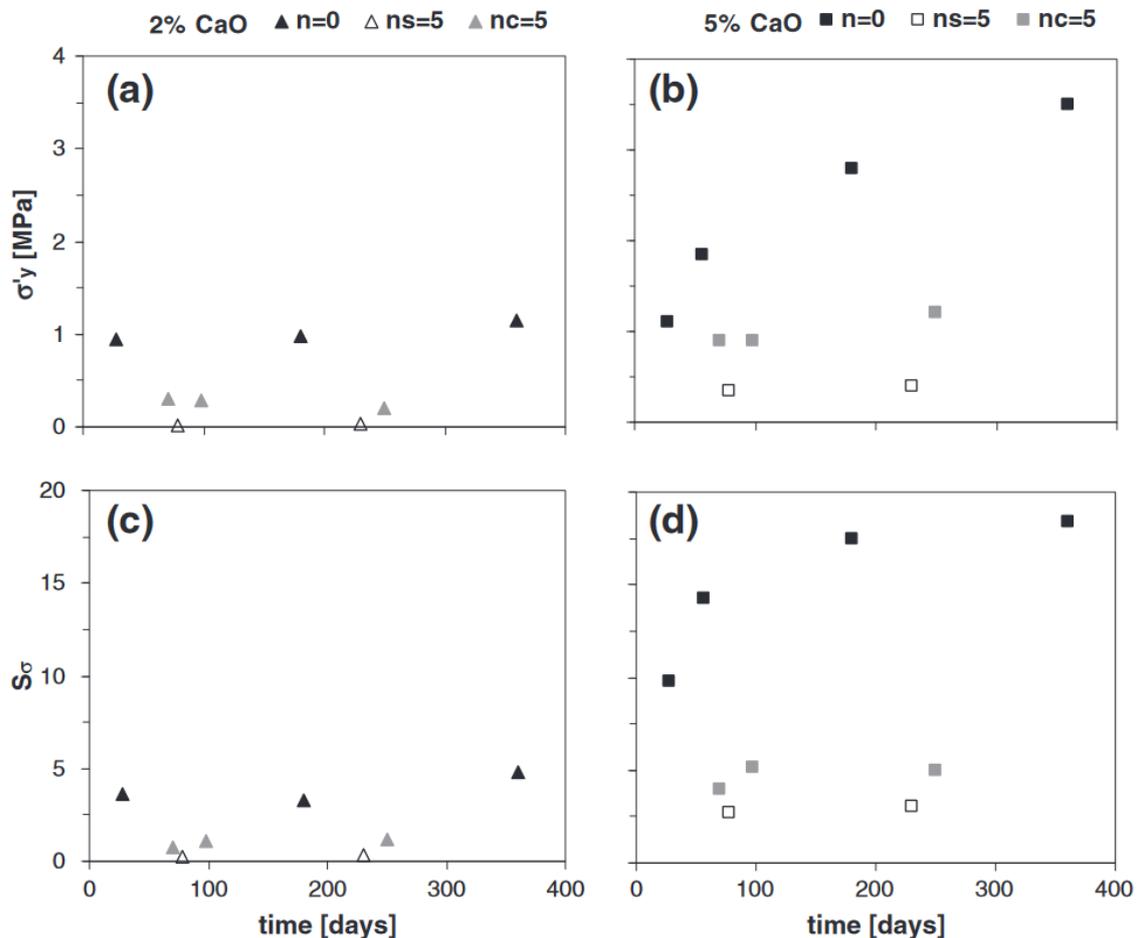


Figure 1.26. Effets de cycles hydriques agressifs (notés ns) et contrôlés (notés nc) sur la limite d'élasticité et le facteur de sensibilité S_σ d'éprouvettes en argile d'Héricourt traitées à 2% de chaux (a et c) et à 5% de chaux (b et d) (Stoltz et al., 2014).

Ainsi, l'exposition d'un sol traité à des cycles hydriques semble avoir un effet délétère sur le comportement à long terme des sols traités. Cette altération semble fortement liée au type de sol et de traitement utilisé, mais également aux nombres de cycles effectués et à leur amplitude de succion.

1.3.1.2. Mécanismes d'altération associés aux cycles hydriques

Le comportement hydromécanique des sols traités peut être profondément modifié lorsque le matériau est exposé à des cycles périodiques d'humidification et de séchage, ce qui peut modifier considérablement la distribution de la teneur en eau du matériau. Les mécanismes

responsables de la dégradation des sols stabilisés à la chaux exposés à des cycles d'humidification et de séchage ont toutefois été peu étudiés. En effet, plusieurs processus de détérioration induits par des cycles hydriques ont été suggérés dans le cas des argiles compactées (Stirling 2023) : phénomène d'écrouissage radoucissant lors de l'augmentation de la teneur en eau (Skempton, 1964, 1996; Morsy et al., 2023), fissuration par dessiccation (Rosone et al., 2018; Cheng et al., 2020; Stirling et al., 2021) et phénomène de fatigue (Take & Bolton, 2011; Lees et al., 2013). Stirling et al. (2021) ont démontré que la détérioration résulte du dépassement de la contrainte maximale précédemment subie par le matériau, et que les mécanismes de détérioration peuvent être regroupés en quatre catégories : la déformation irréversible de la microstructure, qui modifie la structure de l'argile, les modifications de la rétention d'eau dans le sol et de la perméabilité hydraulique, la perte de résistance et la déformation à l'échelle macroscopique, entraînant un radoucissement dû à la déformation.

Dans le cas des sols traités, les cycles hydriques peuvent conduire lors du séchage à un retrait du sol entraînant la dégradation, voir la rupture des composés cimentaires présents dans le sol. La stabilité des structures en terre est particulièrement vulnérable à cette déformation du sol (Silvestri et al., 1990). Il a pu être constaté que les cycles hydriques jouent un rôle important dans la structure, la résistance et la stabilité des agrégats de sol, qui ont un impact direct sur les propriétés physiques macroscopiques du sol (Pires et al., 2007). La présence de fissures peut considérablement augmenter la compressibilité et la conductivité hydraulique du sol (DeCarlo & Shokri, 2014; Morris et al., 1992). Malgré tout, si le comportement macroscopique des sols traités a largement été étudié, les mécanismes d'altérations permettant d'expliquer la dégradation de leurs performances mécaniques restent mal compris, et sont un point clé pour mieux évaluer la durabilité des sols traités.

1.3.2. Effet de la carbonatation

1.3.2.1. Impact sur le comportement mécanique

L'exposition au CO₂ atmosphérique d'un sol peut perturber à court et à long terme les transformations nécessaires à l'efficacité d'un traitement. Quelques auteurs se sont intéressés à l'influence de l'exposition au CO₂ de sols traités (Thiery et al., 2007; Nakarai & Yoshida, 2015; Ho et al., 2017; Zhang et al., 2017; Shah et al., 2018; Xu et al., 2020; Das et al., 2022b). Par exemple, Netterberg & Paige-Green (1984) ont souligné l'importance de sceller les couches de chaussée stabilisées à la chaux avec une autre couche peu de temps après la construction pour

éviter la carbonatation. Ils ont signalé l'effet nuisible de la carbonatation dans la désintégration de la couche de base supérieure de la chaussée, provoquant ainsi une défaillance de surface et réduisant la durée de vie utile. Les éprouvettes de sol exposées au CO_2 ont subi une carbonatation de leurs composés cimentaires, qui se traduit macroscopiquement par une baisse de la résistance à la compression non confinée du sol traité. Vitale et al. (2021) ont étudié le comportement mécanique d'un sol traité sur des éprouvettes directement exposées aux CO_2 atmosphérique, et sur d'autres éprouvettes qui ont été soumises à un temps de cure avant exposition au dioxyde de carbone. Dans les deux cas une baisse de la résistance au cisaillement a pu être constatée, suggérant que l'amélioration des performances mécaniques induite au fil du temps par le traitement à la chaux pouvait être altérée par le phénomène de décarbonatation, qui consomme à la fois la portlandite, et favorise dans un second temps la décalcification des composés pouzzolaniques (Figure I.27).

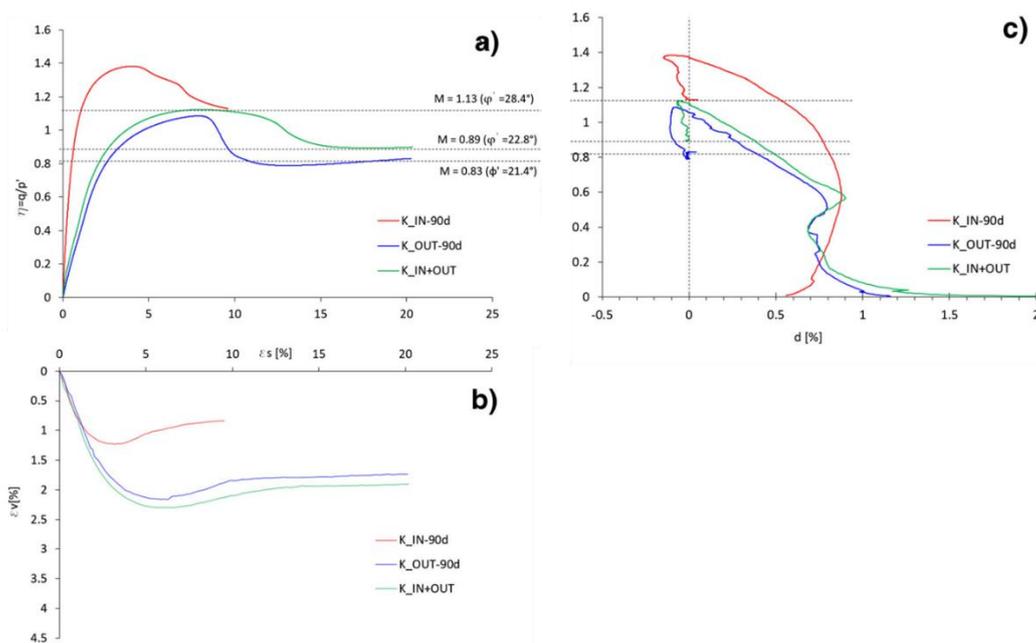


Figure I.27. Influence de la carbonatation sur le comportement mécanique. (a: Courbes contrainte-déformation, b: courbe déformation et c: courbes contractance-dilatance) d'éprouvettes de kaolinite traité à la chaux après 90 jours de cure en intérieur (IN), 90 jours de cure en extérieur (OUT) et plus de 90 jours de cure en intérieur + extérieur (IN + OUT)(Vitale et al., 2021).

Enfin, Xu et al. (2020) ont montré que le potentiel de gonflement d'un sol fortement argileux pouvait revenir à son état initial après carbonatation, même en présence de traitement. Ainsi, le comportement d'un sol traité est susceptible de fortement évoluer lorsqu'il est soumis à une

exposition au CO₂. L'exposition au CO₂ induit une carbonatation de la portlandite présente dans l'eau interstitielle du sol, mais peut également provoquer une décalcification des produits cimentaires. Dans les deux cas, ces mécanismes sont susceptibles d'altérer le comportement macroscopique mécanique du matériau stabilisé.

1.3.2.2. Mécanismes d'altération associé à la carbonatation

La précipitation de carbonate de calcium se produit avec la consommation de chaux disponible pour les réactions pouzzolaniques à court terme. À long terme, cependant, la carbonatation s'est avérée nuisible en raison de la conversion des composés pouzzolaniques en CaCO₃ (équation 1.8), qui est considéré comme un composé cimentaire faible. Cependant, l'étendue de la carbonatation est influencée par plusieurs facteurs tels que la température, l'humidité relative, les concentrations en CO₂ (Xu et al., 2020), le type de sol et la minéralogie (Deneele et al., 2021), la quantité de liant et le temps de cure (Deneele et al., 2021). Xu et al. (2020) ont évalué l'évolution de la profondeur de la carbonatation en soumettant des sols traités à la chaux à différentes températures, humidités relatives et concentrations en CO₂. Les sols traités à la chaux ont été soumis à des conditions de carbonatation accélérées comprenant des températures variant de 15 à 30°C, une humidité relative entre 60% et 90%, et des concentrations en CO₂ de 5 à 20%. Les résultats montrent qu'une forte concentration en CO₂ associée à une forte température et une faible humidité relative conduisent à augmenter la vitesse de carbonatation du matériau. Deneele et al. (2021) ont montré que l'évolution de la profondeur de la carbonatation était influencée par la teneur en chaux ajoutée au sol. Le sol traité avec 2 % de chaux avait une profondeur de carbonatation environ deux fois plus élevée que le même sol traité avec 5 % de chaux après 28 jours de carbonatation. Bandipally et al. (2018) ont montré que, dans un composite sol-chaux donné, l'étendue de la carbonatation de la chaux est déterminée par la minéralogie dominante du sol. Ainsi, les effets d'une exposition prolongée au CO₂ d'un sol semblent grandement impacter la qualité du traitement.

1.3.3. Effet de la circulation d'eau

1.3.3.1. Effet sur le comportement mécanique

De nombreux travaux (Plas, 2001; Nguyen et al., 2007; Le Runigo et al., 2011; Deneele et al., 2016) ont montré qu'une circulation d'eau conduisait à une réduction des performances mécaniques des ciments. Cette baisse est généralement associée aux mécanismes d'hydrolyse

cités précédemment, c'est-à-dire la dissolution de la portlandite et la décalcification des hydrates. Par exemple, l'étude de McCallister & Petry (1991) a évalué l'impact de la circulation de l'eau pendant 45 et 90 jours sur les performances mécaniques d'un sol limoneux traité à la chaux (Figure I.28). Une forte baisse de la résistance à la compression a ainsi été mesurée entre les éprouvettes exposées à la circulation d'eau et les éprouvettes conservées à teneur en eau constante.

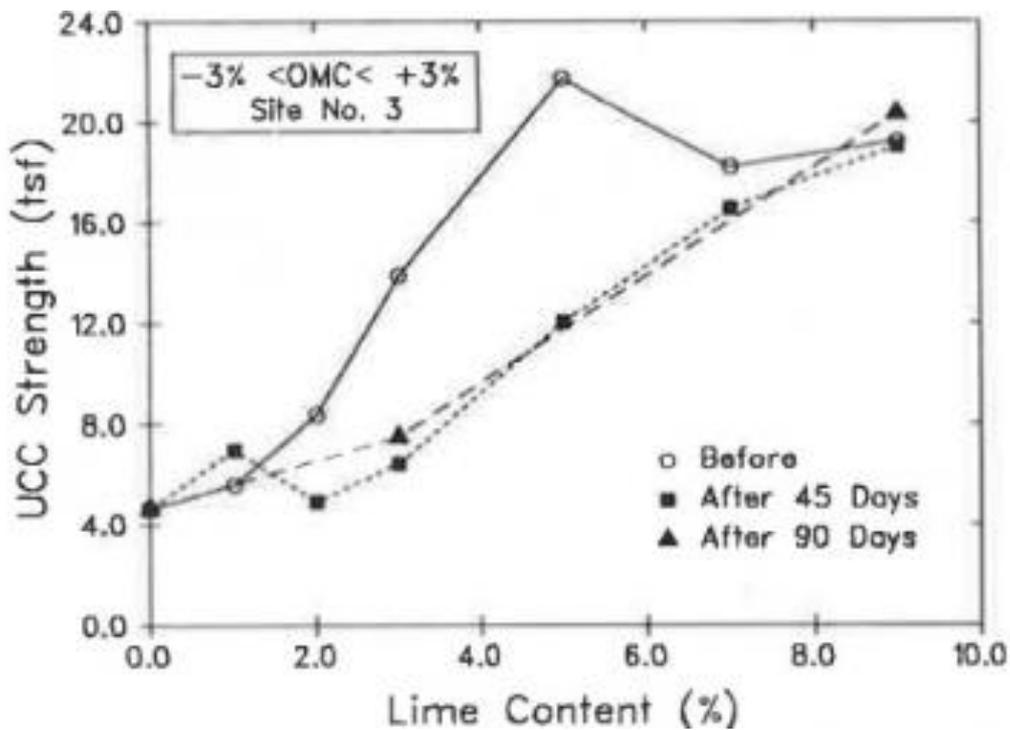


Figure I.28. Résistance à la compression non confinée avant et après circulation d'eau pendant 45 jours et 90 jours (McCallister & Petry, 1991).

Le Runigo et al. (2011) ont également étudié le comportement d'un sol traité à la chaux et soumis à une période de percolation. L'étude a également constaté une baisse des performances mécaniques du sol traité (Figure I.29). Les résultats ont également montré que les performances mécaniques du sol exposé à la circulation de l'eau sont liées à la quantité d'eau passant à travers le sol et donc à sa perméabilité plutôt qu'à la durée de la circulation de l'eau. En conséquence, une faible perméabilité limite la diminution de la résistance due à la circulation de l'eau. Ainsi, les performances d'un sol traité sont susceptibles d'être altérées lors de périodes plus ou moins courtes de percolation d'eau.

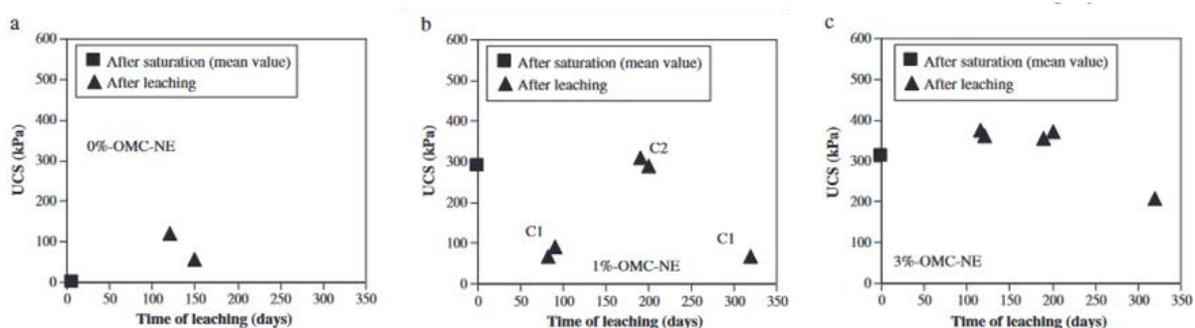


Figure 1.29. Effet du lessivage sur la résistance à la compression non confinée des spécimens traités à la chaux, compactés à leur optimum : 0 % de chaux (a), 1 % de chaux (b), 3 % de chaux (c) (Le Runigo et al., 2011).

Deux mécanismes sont responsables de cette altération : le lessivage de la portlandite présente dans l'eau interstitielle et la décalcification progressive des composés cimentaires due à l'abaissement du pH lors du renouvellement de l'eau des pores. Le degré d'altération est fortement lié à la quantité d'eau circulant dans le sol.

1.3.3.2. Mécanismes d'altération associés à la circulation d'eau

Il n'existe que peu d'études concernant les mécanismes d'altération relatifs au lessivage des sols traités. Toutefois, le lessivage est un phénomène bien plus renseigné dans les cas des matériaux de type béton. A l'instar des sols traités, le béton est hautement alcalin avec des valeurs de pH normalement supérieures ou égales à 12,5, et est altéré par de l'eau pure et des solutions acides (Faucon et al., 1998; Glasser et al., 2008; Kamali et al., 2008). Les composés cimentaires présents dans un matériau traité sont stables uniquement dans des solutions avec des plages de concentrations bien définies en ions Ca^{2+} et OH^- . Au contact avec une solution à faible teneur en minéraux et/ou lorsque le pH de la solution diminue, la décomposition des composés de ciment hydratés perturbe l'équilibre de la matrice de ciment et entraîne une dégradation importante du matériau, conduisant à une détérioration de ses propriétés techniques (Faucon et al., 1998; Mainguy et al., 2000; Haga et al., 2005; Kamali et al., 2008). La lixiviation implique une détérioration de nombreuses propriétés physiques et mécaniques des matériaux à base de ciment, telles que la porosité, le module d'élasticité, la résistance à la compression, l'angle de frottement interne et le fluage (Haga et al., 2005; Burlion et al., 2006; Stora et al., 2009; Sellier et al., 2011). La lixiviation des bétons a notamment causé de graves dommages dans les barrages, les tuyaux ou les conduits (Moranville et al., 2004).

La lixiviation par de l'eau pure implique deux types de phénomènes :

- la diffusion des espèces ioniques (principalement Ca^{2+} et OH^-) dans les pores de la matrice cimentaire en raison de gradients de concentration entre la solution interstitielle hautement alcaline et basique et la solution extérieure agressive ;
- la dissolution des phases cimentaires riches en calcium par hydrolyse résultant en une décalcification des composants pouzzolaniques.

Lors de la circulation d'eau dans un sol, l'évolution de ces mécanismes peut être appréhendée par le suivi physico-chimique de la solution interstitielle du ciment et de l'évolution de sa microstructure (Plas, 2001; Glasser et al., 2008) (Figure I.30).

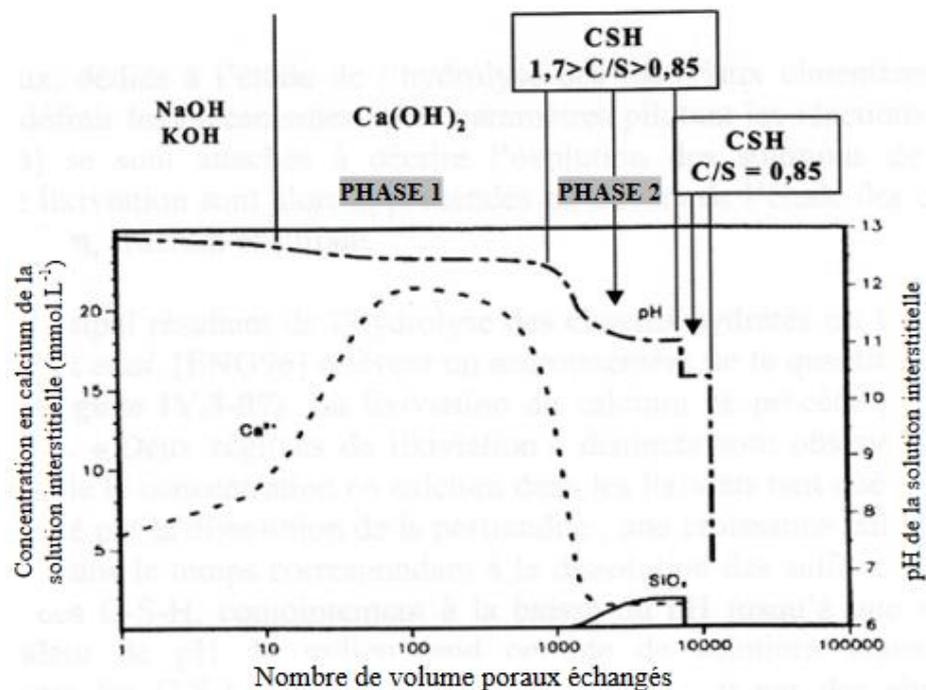


Figure I.30. Évolution du pH et des concentrations en calcium et silicium de l'eau interstitielle d'un ciment soumis à une lixiviation (d'après Plas (2001)).

En effet, la dissolution de la portlandite augmente fortement la concentration en calcium de la solution interstitielle, ainsi que le pH du matériau. La diffusion de la portlandite provoque une baisse du pH, et marque le début de la phase de décalcification des hydrates de type C-S-H ou C-A-H (Figure I.30).

1.3.4. Effet des cycles de gel-dégel

1.3.4.1. Effets sur le comportement mécanique

Peu d'études portant sur la résistance au gel-dégel des sols fins traités à la chaux sont disponibles. Il est toutefois généralement admis que les cycles de gel-dégel créent des fissures augmentant la conductivité hydraulique et diminuant la résistance mécanique des sols fins (Chamberlain & Gow, 1979; Graham & Au, 1985; Konrad, 1989; Qi et al., 2006). Liu et al. (2019) ont étudié les propriétés d'un sol argileux traité à la chaux soumis à des cycles de gel-dégel et ont constaté que le traitement à la chaux augmentait la durabilité du sol stabilisé sous l'effet des cycles de gel-dégel par rapport aux échantillons non traités. Hotineanu et al. (2015) ont étudié l'effet des cycles de gel-dégel sur les propriétés mécaniques de deux types de sols argileux, une bentonite à haute plasticité et une kaolinite à faible plasticité. Les résultats ont montré que les cycles de gel-dégel provoquaient la formation de fissures en formant des lentilles de glace dans les pores du sol. Cependant, l'ajout de chaux améliorait la résistance du sol, qu'il soit soumis ou non à des cycles de gel-dégel. Tebaldi et al. (2016) ont constaté que les performances mécaniques d'un sol argileux stabilisé à la chaux étaient moins affectées par les cycles de gel-dégel par rapport au sol non traité. L'exposition du sol traité après 28 j de temps de cure à 10 cycles de gel et de dégel a provoqué une baisse de la résistance à la compression simple du matériau de 35 % (Figure I.31).

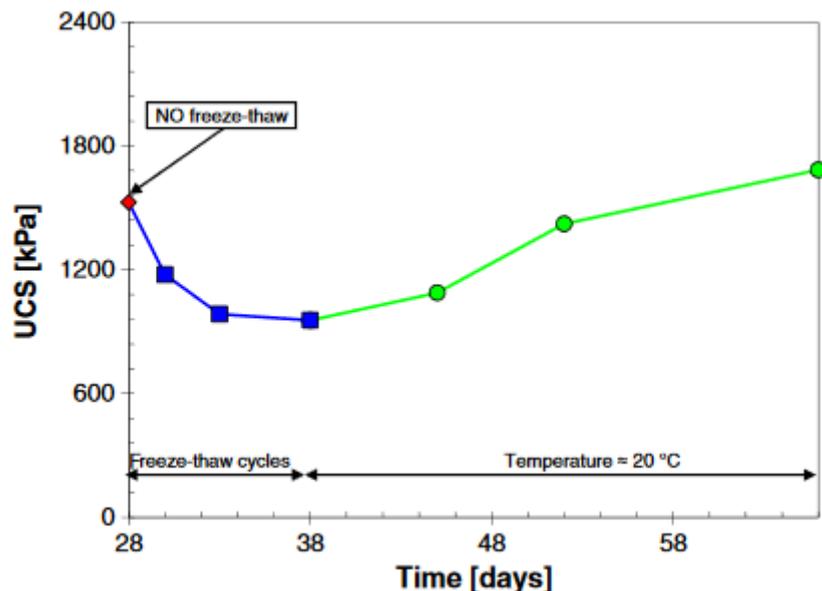


Figure I.31. Effet des cycles de gel dégel sur la résistance à la compression non confinée d'un limon traité (Tebaldi et al., 2016).

La résistance à la compression simple du matériau a également été déterminée après une seconde période de cure effectuée après les cycles de gel et de dégel. Une amélioration des performances mécaniques après exposition aux cycles a été observée, expliquée par le phénomène de cicatrissage du sol induit par la production de composés cimentaires.

1.3.4.2. Mécanismes d'altération associés aux cycles de gel-dégel

Les cycles de gel-dégel peuvent avoir des effets négatifs sur le comportement à long terme des sols traités. L'un des principaux mécanismes induisant la dégradation est le déplacement de l'eau lié à la cryosuction, créant des lentilles de glace dans la zone gelée (Johnson et al., 1979; Konrad, 1989; Shoop & Bigl, 1997; Zhang et al., 2014).

En 1961, Everett (1961) a proposé la théorie de la capillarité, expliquant la migration de l'eau vers la zone de gel et la formation des lentilles de glace. Lorsqu'un sol gèle, le gradient de potentiel entre l'eau et le sol induit le déplacement de l'eau de la zone non gelée vers la zone gelée, augmentant la teneur en eau de la partie gelée tout en diminuant dans la zone non gelée. La suction à la base de la lentille de glace est le moteur principal de cette migration, un concept renforcé par les travaux expérimentaux de Penner (1959) en matière de pression de gonflement, et plus tard confirmé dans l'étude de Chamberlain & Gow (1979).

1.3.5. Étude de la durabilité des sols traités prélevés *in situ*

Les différentes études présentées précédemment proviennent d'éprouvettes de sol préparées en laboratoire. L'exposition aux conditions climatiques a été simulée expérimentalement en laboratoire avec pour objectif d'approcher les conditions réelles d'un matériau traité dans un ouvrage. Il reste toutefois très difficile de simuler des conditions environnementales qui soient similaires aux cas réels, du fait de l'action couplée des sollicitations, mais également du fait des temps d'expositions bien plus long *in situ* (Cui, 2022). De plus, les méthodes de préparation et de traitement des sols sur chantier diffèrent généralement de celles employées en laboratoire. Les études en laboratoire doivent donc être comparées à des investigations effectuées sur des ouvrages réels. Pourtant, seulement quelques études basées sur des échantillons *in situ* ont tenté d'évaluer les performances de matériaux traités plusieurs années après leur exposition aux sollicitations environnementales (Par ex. Makki-Szymkiewicz et al., 2015; Rosone et al., 2018; Haas & Ritter, 2019; Izuo et al., 2022). Dans cette partie, des études effectuées sur trois différents ouvrages seront présentées : les remblais expérimentaux de l'A34, le canal Friant-Kern et le remblai expérimental de Rouen.

1.3.5.1. Remblais expérimentaux de l'A34

Des études géologiques réalisées lors de la construction de l'autoroute A34 ont révélé la présence d'argiles très plastiques de type A4 (LCPC-SETRA, 1992). Deux remblais expérimentaux de 100 m de long, 10 m de large et 1,5 m de hauteur ont été construits en 2003 en utilisant cette argile traitée. Deux dosages de chaux différents ainsi que différentes méthodes de mise en œuvre et de compactage du matériau traité ont été testés (Berche et al., 2009, 2013).

Dans le cadre de cette étude, des échantillons prélevés dans l'un de ces remblais ont été utilisés pour déterminer les propriétés de gonflement de l'argile traitée. Ces prélèvements ont été effectués trois ans après la construction du remblai, pendant lesquels les remblais ont été exposés aux conditions climatiques. Dans le remblai choisi, l'argile a été traitée avec 3 % de chaux vive et compactée à la teneur en eau optimale (Proctor normal). Ce dosage de chaux avait été jugé suffisant pour éliminer le gonflement de cette argile lors des études antérieures (Berche et al. 2009).

En parallèle, de l'argile non traitée a été utilisée pour réaliser des essais complémentaires afin d'établir une référence pour le comportement de l'argile après traitement (Cuisinier & Deneele, 2010). Des essais d'œdomètres à succion contrôlée ont été effectués en faisant varier la succion dans une plage de 0 à 8 MPa. Les cycles ont débuté par une phase de dessiccation depuis une succion initiale jusqu'à 8 MPa, suivie d'une phase d'humidification jusqu'à une succion nulle.

L'analyse de ces résultats a permis d'évaluer l'évolution à moyen terme de l'efficacité du traitement à la chaux sur les propriétés de gonflement de l'argile. Le potentiel de gonflement/retrait des échantillons prélevés dans les remblais a été évalué dans la plage de succion de 0 à 8 MPa. Lorsque la succion a été augmentée depuis la succion initiale, qui était d'environ 1 MPa dans tous les cas, la variation de hauteur mesurée était d'environ 3 % pour les échantillons préparés en laboratoire, tandis qu'elle atteignait en moyenne 8 % pour les éprouvettes prélevées sur le terrain. En ce qui concerne les éprouvettes non traitées préparées à la teneur en eau optimale du matériau non traité, le retrait était d'environ 1 %. Pour le sol non traité, la phase de saturation a entraîné un gonflement compris entre 12 et 15 %.

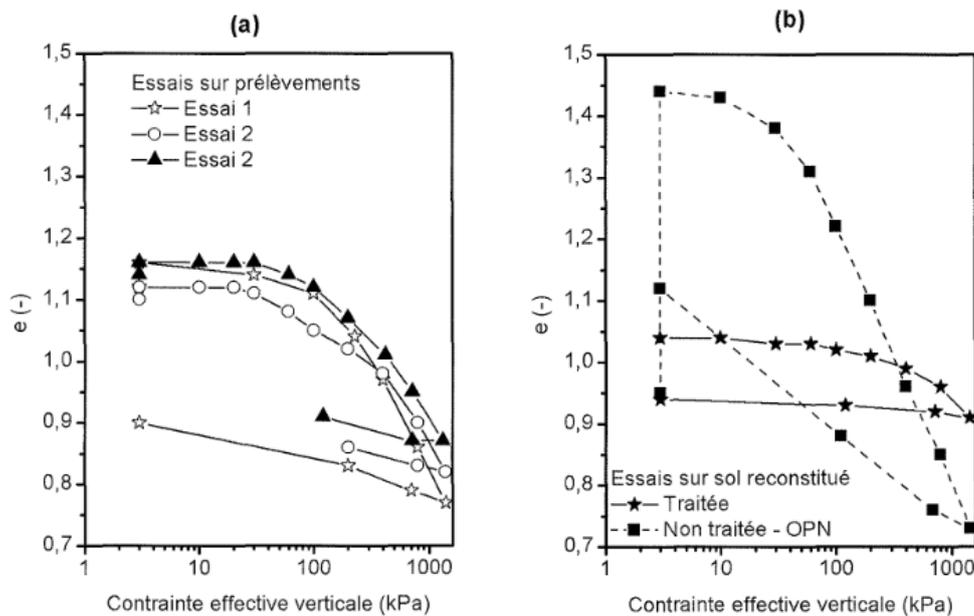


Figure I.32. Résultats des essais œdométriques menés sur l'argile : (a) essais sur les prélèvements issus du remblai expérimental ; (b) essais sur éprouvettes reconstituées au laboratoire (Cuisinier & Deneele, 2010).

Des essais œdométriques ont également été effectués sur des éprouvettes prélevées dans le remblai et comparées à des éprouvettes préparées en laboratoire en sol non traité et traités (Cuisinier & Deneele, 2010). Les résultats obtenus ont montré que l'argile issue du remblai est plus gonflante et plus compressible que l'argile traitée au laboratoire (Figure I.32). La pression de préconsolidation des deux matériaux est aussi significativement différente. Cependant, il apparaît que la pression de préconsolidation et la compressibilité (C_c) des matériaux issus du remblai est deux à trois fois supérieure à celle de l'argile non traitée.

L'ensemble de ces résultats montre une perte d'efficacité significative du traitement à la chaux, trois ans après la construction du remblai dont l'origine reste à identifier.

1.3.5.2. Canal Friant-Kern

Le canal Friant-Kern en Californie a été construit dans les années 1940 (Howard & Bara, 1976; Gutschick, 1978; Herrier et al., 2012; Akula et al., 2020). Ce canal d'irrigation a été conçu pour fonctionner à un débit d'eau maximal de $110 \text{ m}^3/\text{s}$ et a une longueur totale de 245 km, s'étendant depuis le barrage de Friant au sud-est de Fresno jusqu'à la rivière Kern près de Bakersville.

Au début des années 1970, une partie du canal a été rénovée : le sol en place a été remplacé par un matériau limoneux traité à 4 % de chaux vive. La performance des sections traitées à la chaux du FKC a été surveillée périodiquement depuis la construction (Gutschick, 1978; Herrier

et al., 2012). Gutschick (1978) a rapporté qu'aucun glissement connu ne s'est produit dans les sections traitées à la chaux et que la résistance des sols traités a continué d'augmenter avec le temps, même après une immersion prolongée. Plus récemment, Akula et al. (2020) ont étudié le comportement à long terme du sol traité provenant du canal à partir de prélèvement effectué par carottage horizontal (Figure I.33). Une première série d'essai portant sur les caractéristiques géotechniques du sol a tout d'abord été effectuée. Les résultats montrent une baisse de la résistance à la compression non confinée du sol qui était de 965 kPa lors du prélèvement alors qu'elle était mesurée à 3450 kPa, 1 an après la construction. Ces résultats sont cependant peu significatifs : la structure du sol n'a pas pu être conservée lors du prélèvement dans le canal et des éprouvettes restructurées ont été préparées pour obtenir ces résultats.



Figure I.33. Campagne de prélèvement du sol dans les sections du canal traitées à la chaux (a), échantillon traité à la chaux (b) (Akula et al., 2020).

Des essais portant sur la physicochimie du sol ont également été effectués afin de déterminer l'état du traitement 40 années après la mise en place du sol. L'analyse thermogravimétrique du sol a révélé la présence de composés cimentaires sous forme d'hydrates C-S-H (Figure I.34). La présence de calcite a également été détectée, révélatrice d'un processus de carbonatation du traitement. La carbonatation du traitement a également été confirmée par la mesure du pH dans le sol qui est passé de 12,4 lors de la construction à 8,9, 40 ans plus tard.

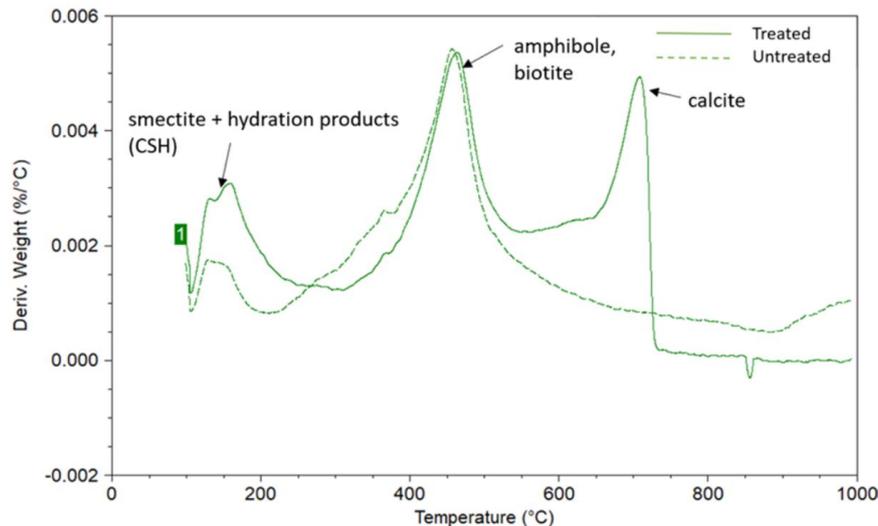


Figure I.34. Analyse thermogravimétrique du sol prélevé et comparé au sol non traité (Akula et al., 2020).

Malgré une baisse significative des performances mécaniques du sol et la présence de calcite dans le matériau, les auteurs concluent à un dosage en chaux approprié pour garantir un effet durable du traitement même après plus de 40 ans de service en contact constant avec l'eau.

1.3.5.3. Remblai de Rouen

Le remblai de Rouen est un ouvrage expérimental construit à partir d'un limon traité à 2,5 % de chaux vive ($w_P = 11\%$; $w_L = 31\%$; fraction inférieure à $2\ \mu\text{m} = 12\%$). Une première étude réalisée 1 an après la construction du remblai a permis d'évaluer les performances hydromécaniques du remblai (Makki-Szymkiewicz et al., 2015) (Figure I.35). Une seconde étude réalisée sept ans après la construction a permis d'évaluer le comportement hydromécanique à long terme du sol traité (Das et al., 2021b).

Les propriétés mécaniques du sol ont tout d'abord été évaluées par l'intermédiaire d'essais de compression non confinée (Figure I.35). Une résistance moyenne de 3,29 MPa a été déterminée sur les éprouvettes provenant du remblai. Cette résistance moyenne a été comparée à la compression non confinée obtenue à partir de l'échantillon préparé en laboratoire et conservé 90 jours à température ($40\ ^\circ\text{C}$) et humidité constante. Les résultats confirment la persistance des effets mécaniques du traitement 7 ans après la construction. Les performances mécaniques

du traitement ont également été confirmées par la présence de gels d'hydrates visibles au microscope électronique à balayage (Figure I.36).

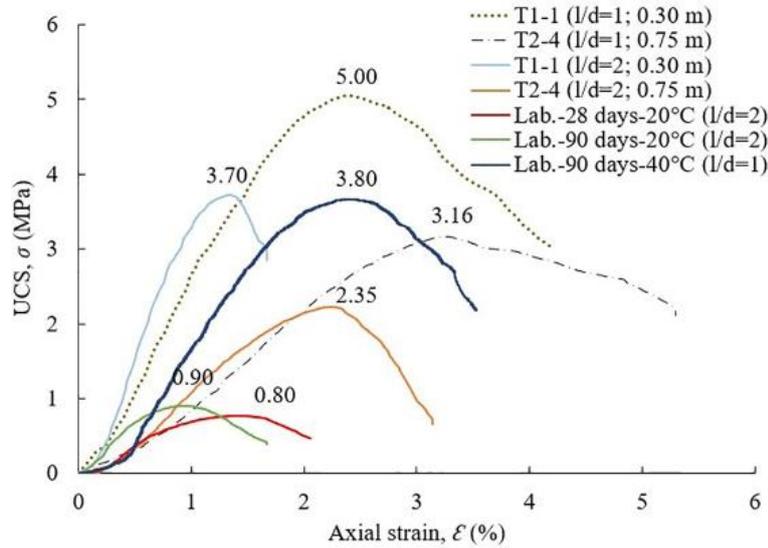


Figure I.35. Résistance à la compression non confinée d'éprouvettes prélevées in situ et d'éprouvettes préparées en laboratoire (Das et al., 2021b).

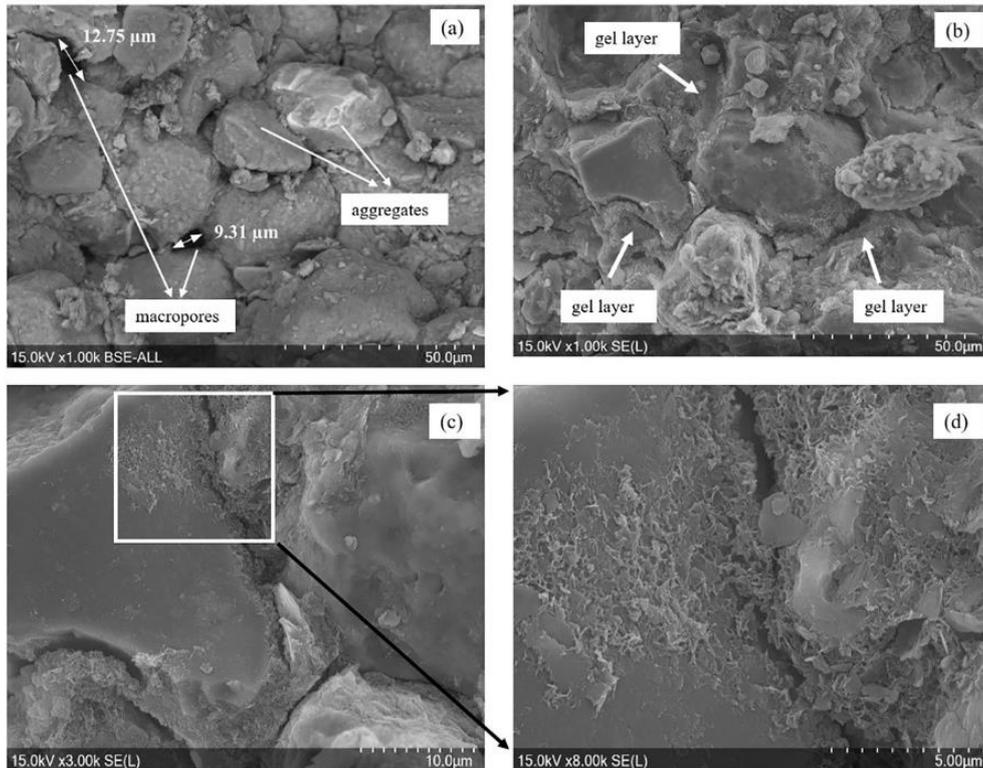


Figure I.36. Images MEB du sol prélevé dans la partie interne du remblai (Das et al., 2021b).

Une analyse microstructurale du sol par l'intermédiaire de porosimètre à intrusion de mercure a également été effectuée, afin de comprendre l'évolution de la texture du sol. Une baisse de la quantité de micro-pores et une augmentation de la quantité de macropores a ainsi pu être observée et est expliqué par le phénomène de floculation inhérent au traitement de sol. Une troisième classe de pores, les meso-pores, a également été observée sur les éprouvettes traités. Enfin, Das et al. (2022) ont étudié la composition physico-chimique du sol sur des prélèvements effectués 1 an après la construction. L'analyse thermogravimétrique du sol a permis d'identifier une carbonatation du traitement à faible profondeur dans le remblai. Le pH du sol a également baissé aux abords de la surface du remblai (Figure I.37). Toutefois, la zone d'altération correspondant à la baisse de pH et l'apparition de calcite semble très restreinte (inférieure à 0,10 m).

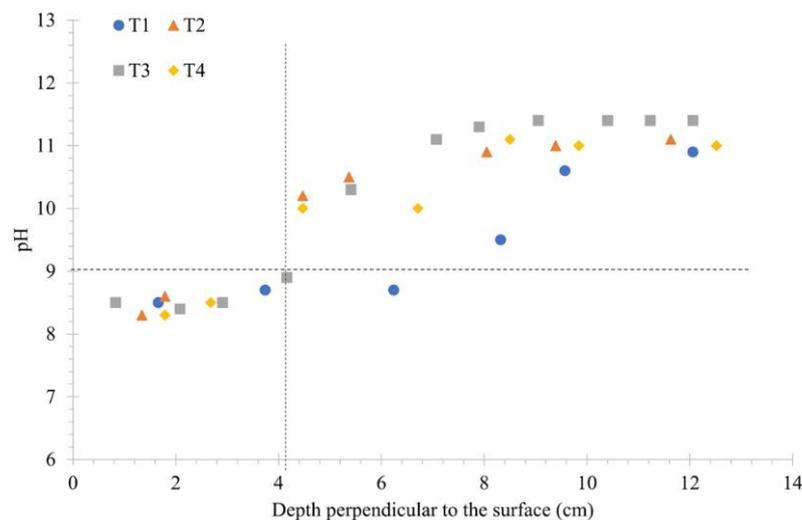


Figure I.37. Valeurs de pH obtenues sur le sol traité prélevé à différentes profondeurs dans le remblai (Das et al., 2022b).

Ainsi, l'étude confirme la persistance à long terme de l'effet du traitement au sein du cœur d'un remblai en sol limoneux traité à la chaux, même après une exposition à un climat humide pendant 7 ans. Sur la base des observations physico-chimiques et microstructurales, il a ainsi été démontré qu'une bonne performance mécanique persistante pouvait être obtenue avec une teneur en chaux de 2,5 %.

1.3.5.4. Apport de l'auscultation d'ouvrages réels

Les études sur les ouvrages *in situ* sont peu nombreuses, mais semblent confirmer l'impact des conditions environnementales sur les performances des sols traités (Gutschick, 1978; Cuisinier

& Deneele, 2010; Cardoso & Maranha das Neves, 2012; Rosone et al., 2018; Akula et al., 2020; Das et al., 2022b). Les degrés d'altération des performances du traitement diffèrent pour chaque étude et semblent être fonction : du temps d'exposition aux conditions environnementales, du type de sol et de traitement utilisés lors de la construction et du type de conditions environnementales auxquelles l'ouvrage est exposé. En particulier, il semble que les sols argileux à caractère expansif soient particulièrement sensibles aux variations climatiques (Cuisinier & Deneele, 2010). Dans d'autres études, un processus de carbonatation a pu être observé sans que son rôle dans l'altération mécanique du traitement n'ait pu être spécifié (Akula et al., 2020). Enfin, la quantification de chaque mécanisme d'altération rencontré par l'ouvrage au cours de sa vie semble primordiale pour comprendre les cinétiques des performances des sols traités.

1.3.6. Conclusion

De nombreuses études ont pu montrer l'impact négatif des conditions environnementales sur les performances à long terme des matériaux traités. En particulier, l'effet des cycles de séchage et d'humidification, des cycles de gel et dégel, du lessivage et de la carbonatation ont pu être spécifié. Dans chaque cas, l'altération du comportement mécanique est fonction des conditions de simulations des sollicitations environnementales. Par exemple, dans le cas des cycles hydriques, le comportement du matériau est très différent lors d'un séchage complet du sol ou lors d'un séchage à succion contrôlée. L'amplitude des sollicitations est donc un élément clé dans la simulation des sollicitations environnementales.

Le comportement *in situ* des matériaux traités reste aujourd'hui peu étudié. Quelques études ont été présentées dans le cadre de ce document. Les résultats montrent une altération du comportement mécanique du sol dans la plupart des cas, dont le degré d'altération et l'étendue change en fonction de l'ouvrage. En particulier, il semble que les ouvrages construits en sol argileux expansif soient particulièrement sensibles aux conditions environnementales. Toutefois, peu d'études ont tenté de déterminer l'origine de l'altération observée. D'autres éléments de réponse sont ainsi nécessaires pour mieux comprendre l'évolution *in situ* des sols traités.

1.4. Conclusion et objectifs de l'étude

Dans ce premier chapitre, une revue générale de l'état des connaissances dans le domaine des traitements des sols a été réalisée en mettant l'accent sur la durabilité des matériaux traités. L'étude bibliographique a porté tout d'abord sur la composition des sols argileux et du rôle de l'eau dans son comportement. Ensuite les effets à court et long terme du traitement ont été abordés, ainsi que leur impact sur le comportement hydromécanique du matériau. Enfin, l'impact des sollicitations environnementales sur le comportement mécanique à long terme des sols traités a été étudié par l'intermédiaire d'études effectuées avec des échantillons préparés en laboratoires, et des échantillons prélevés *in situ*.

L'étude bibliographique a permis de préciser les nombreux phénomènes liés à l'ajout d'un traitement dans un sol. Ces phénomènes sont aujourd'hui largement documentés ainsi que leur impact sur le comportement mécanique du matériau. Le premier chapitre a également permis d'aborder les différentes études qui ont exposés des sols traités à différentes conditions environnementales afin d'évaluer leur impact sur les performances à long terme des échantillons. En particulier, l'impact négatif des cycles hydriques, des cycles de gel et de dégel, du lessivage et de la carbonatation sur le comportement hydromécanique des sols traités a été précisé. Le degré d'altération obtenu après exposition aux conditions environnementales est toutefois fonction des durées d'expositions et des amplitudes des sollicitations. Ces durées d'expositions et amplitudes sont difficiles à estimer, malgré plusieurs études sur le sujet. Ainsi, la plupart des études étudient l'effet d'une sollicitation spécifique à une amplitude et durée d'exposition donnée, et bien souvent surestimée par rapport aux conditions d'exposition *in situ*. De plus, en conditions *in situ*, les ouvrages en sols traités sont soumis à une combinaison de sollicitations environnementales, qui complexifient les interactions entre le sol et l'atmosphère.

Une solution permettant d'éviter le problème de la simulation des sollicitations environnementales en laboratoire est de travailler sur des échantillons ayant subi une exposition directe aux sollicitations climatiques *in situ*. Seules quelques études ayant analysé le comportement à long terme de sols traités prélevés sur des ouvrages exposés aux variations climatiques ont été présentées. Ces études semblent confirmer l'impact des conditions environnementales sur les performances des sols traités. Toutefois, la nécessité d'un prélèvement permettant de garantir la conservation de la structure du sol, d'une connaissance exhaustive de l'état initial du matériau ainsi que de la garantie d'une bonne mise en place lors

de la construction sont des facteurs contraignants à la réalisation de ces études. Ainsi, l'état de l'art effectué sur le sujet ne permet pas de conclure quant à la durabilité de ces sols traités.

Dans ce contexte, l'objectif de cette thèse est de proposer une approche originale passant par l'étude exhaustive du comportement hydromécanique, de la microstructure et de la composition chimique et minéralogique à long terme de sols traités prélevés *in situ*. L'ouvrage retenu dans le cadre de ce travail est un remblai situé le long de la RN19 à Héricourt (70). Cet ouvrage expérimental a été construit en 2010 dans le cadre du projet ANR TerDOUEST (2008-2012) à partir d'une argile gonflante classée A4 (ou F4) selon le GTR (LCPC-SETRA, 1992). Les caractéristiques initiales du matériau de construction ont été largement documentés, et la phase de construction a été, entre autres, supervisée par différents intervenants du projet TerDOUEST. De multiples contrôles concernant la mise en place du matériau ont été effectués. De plus, La teneur en eau, la température et la succion du sol ont été mesurées en continu par l'intermédiaire de sondes TDR et de tensiomètres installés dès la construction.

Une campagne d'essais pénétrométriques et de prélèvements a été effectuée en novembre 2021 dans le remblai avec pour objectif d'évaluer l'impact des conditions environnementales sur le matériau de construction. À partir des échantillons prélevés, différents essais géotechniques (essais œdométriques, essais de retrait ...) ont été effectués, ainsi que des essais portant sur la microstructure (porosimétrie par intrusion de mercure, microscope électronique à balayage) et la physico-chimie du sol (analyse thermogravimétrique, fluorescence de rayons X...). L'approche multi-échelles, laboratoire et *in situ*, apportera des éléments de réponse sur la durabilité des traitements et permettra de déterminer les dispositions constructives pour les ouvrages en sols traités.

Chapitre II. Le remblai d'Héricourt : construction, suivi à long terme et méthodes

La stratégie de ce travail repose sur la mise en œuvre d'une démarche expérimentale multi échelles associant une caractérisation macroscopique des matériaux traités à des investigations physico-chimiques et microstructurales. De plus, la démarche repose sur l'analyse de matériau prélevé *in situ*. Ce deuxième chapitre est donc axé sur la présentation de l'ouvrage expérimental qui fait l'objet de cette étude, ainsi que les différents dispositifs expérimentaux nécessaires à la compréhension de son évolution à long terme.

Dans un premier temps, la construction du remblai est détaillée (Froumentin, 2012). Dans un second temps, le suivi à long terme du remblai par l'intermédiaire des différents capteurs installés dans le remblai et des études effectuées à son sujet sont présentés. La campagne d'essais et de prélèvements effectuée dans le cadre de cette étude est ensuite détaillée. Enfin, les différents dispositifs expérimentaux mis en œuvre dans le cadre de cette étude sont présentés.

2.1. Le remblai expérimental d'Héricourt

Le remblai expérimental d'Héricourt a été construit en 2010 sur le chantier qui s'inscrit dans l'aménagement global de l'itinéraire de Langres (A31) à Delle (frontière Suisse) d'une longueur totale de 165 km. L'ouvrage expérimental consiste en la construction d'un bassin de retenue conçu pour recueillir les eaux de ruissellement provenant de la chaussée (Figure II.1). Ce bassin est adjacent au remblai routier de la chaussée principale. La base du remblai expérimental se trouve dans une zone sujette aux inondations, faisant partie de la zone d'expansion des crues de la rivière La Lizaine.

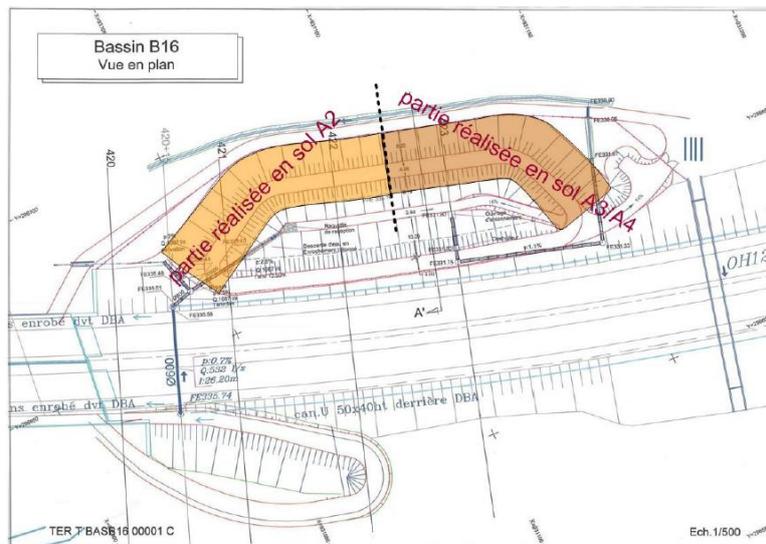


Figure II.1. Vue en plan des deux parties du remblai et de de la section courante (Froumentin, 2012).

Ce remblai a été construit dans le cadre du projet ANR TerDOUEST, initié en 2007, est ayant notamment pour objectif d'utiliser un sol « hors spécifications » dans le cadre d'une évolution du GTR (LCPC-SETRA, 1992).

2.1.1. Détails de l'ouvrage

Différentes informations relatives à l'ouvrage expérimental sont disponibles dans la partie suivante. En particulier, le protocole expérimental qui a servi au dimensionnement du remblai y est décrit. Les dispositifs d'instrumentation de l'ouvrage sont également présentés.

2.1.1.1. Géométrie

Le remblai est constitué de deux parties symétriques construites avec deux types de sols : l'un conventionnel (limon de classe A2) et l'autre hors spécifications (argile de classe A4). Chaque moitié de l'ouvrage comporte les 4 parties suivantes :

- le corps de remblai constitué de 12 couches unitaires ;
- la partie supérieure des terrassements (PST);
- une couche de forme (CDF) ;
- une couche d'assise.

Pour chaque type de sol utilisé, différentes modalités de traitement (à la chaux, au ciment ou mixte chaux + ciment) ont été définies par le groupe de conception pour les parties remblai PST, CDF et assise.

La largeur à la base du remblai est de 25 m, tandis qu'elle est de 5 m en tête de l'ouvrage. Les pentes intérieures et extérieures des talus sont de 50 %. La longueur totale de l'ouvrage est de 107 m. Avec cette géométrie, les cubatures estimées pour la réalisation de chaque partie expérimentale sont de 5280 m³ pour le limon et 4710 m³ pour l'argile, soit près de 10 000 m³ au total. Dans la partie centrale une zone dite "morte" d'une longueur de 5 m permet le raccordement des deux types de matériaux et est réservée aux zones de manœuvre des engins de mise en œuvre. Dans cette zone une buse béton (ø 1000 mm) est positionnée en bordure de talus aval, afin de centraliser à chaque couche mise en œuvre les câbles des capteurs positionnés à divers points dans l'ouvrage.

2.1.1.2. Matériau utilisé

Le remblai a été construit en deux parties, la première avec une argile et l'autre avec un limon. Ces deux matériaux ont été prélevés dans la purge de la section courante de la chaussée. Cette étude se concentre uniquement sur la partie du remblai réalisée avec l'argile d'Héricourt (Figure II.2). Le matériau expansif a subi en place plusieurs passages de malaxeur Raco 550 afin d'obtenir une mouture de l'ordre de 0/50 mm.



Figure II.2. Prélèvement de l'argile en juillet 2009 (Froumentin, 2012).

Trois déterminations de l'indice de plasticité (I_p) ont été réalisées en laboratoire : 49, 46 et 45%. Ces premiers éléments ont conduit à classer ce sol en A4 (ou F4). Afin de détecter dans ces prélèvements la présence de minéraux sulfatés, de déterminer les teneurs en soufre et en carbone et d'évaluer le gonflement volumique de ces argiles, des essais ont été menés au LCPC Nantes en juin 2009 sur les sols prélevés. Les analyses montrent que la composition minéralogique est faite principalement de micas, de montmorillonite et de quartz.

2.1.1.3. Chaux et ciment utilisés

Le ciment utilisé provient de l'usine Holcim d'Altkirch (68). Il s'agit d'un ciment CEM II/A-LL 42,5 N. Ce ciment est composé à 83 % de clinker et à 13 % de chaux.

Une chaux de qualité supérieure dénommée "chaux sidérurgique", conforme à la NF P 98-101 a été utilisée pour la construction du remblai. Une analyse de la chaux livrée sur le chantier a été réalisée et fournie par le centre de recherche et développement Lhoist. La chaux était composée à plus de 97 % de CaO, et à 1 % de MgO. Les détails de l'analyse de la composition de la chaux et du ciment utilisé lors de la construction sont disponibles dans Froumentin (2012).

2.1.1.4. Modalités de traitement

Les modalités de traitement utilisées lors de la construction du remblai sont disponibles sur la Figure II.3.

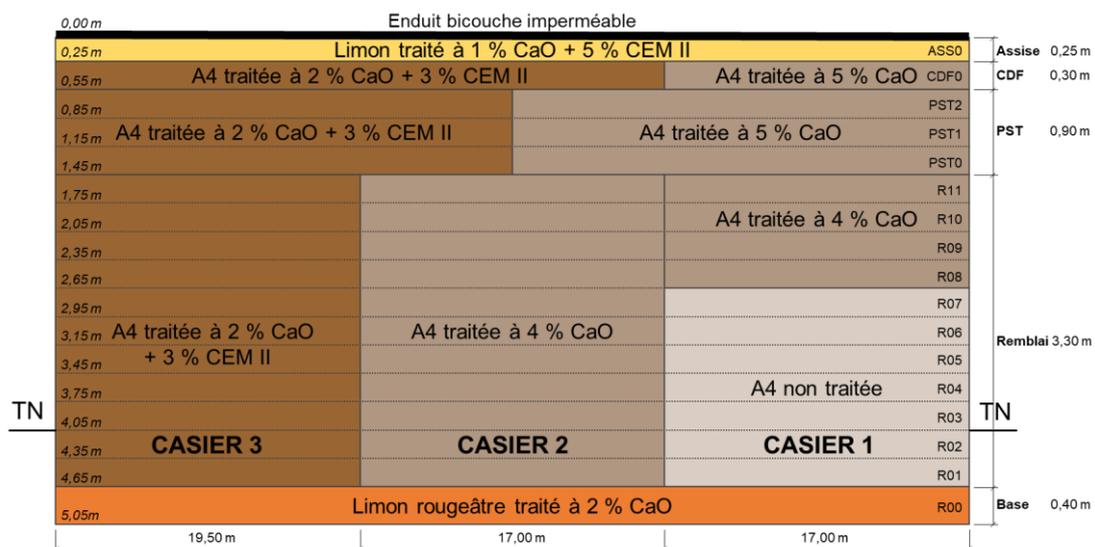


Figure II.3. Coupe longitudinale du remblai donnant les différentes modalités de traitement réalisées (D'après Froumentin, 2012).

Le remblai est divisé en trois casiers principaux où le sol a été traité sous différentes modalités. Les couches supérieures (partie supérieure de terrassement, couche de forme et assise) ont également été traité sous différentes modalités.

2.1.2. Essais de laboratoire préalable à la construction

2.1.2.1. Préparation de l'argile

L'objectif de la préparation des matériaux était d'obtenir une mouture homogène de 0/6mm (Figure II.4). Dans un premier temps, les mottes argileuses ont été fractionnées manuellement au couteau, puis réparties sur une bâche et séchées à l'air libre pendant 2 j (Froumentin, 2012). Elles ont ensuite été mises dans des bacs puis placées en étuve afin d'être séchées à une température ne dépassant pas 50°C. Les moutures séchées ont été alternativement fractionnées au cutter Hobart © puis passées au tamis de 6 mm. Le refus au tamis de 6 mm est repassé au cutter. Les éléments de type graves et galets supérieurs à 6 mm n'ont pas été incorporés dans les matériaux à traiter. Les matériaux ont été homogénéisés puis remis en sacs de 25 kg à une teneur en eau d'environ 14%.



Figure II.4. Préparation de l'argile avant essais de laboratoire (Froumentin, 2012).

2.1.2.2. Paramètres d'identification du sol

La courbe granulométrique du sol est donnée Figure II.5. Le passant à 80 μm est estimé à 90 %. Le passant à 2 μm , obtenue par sédimentométrie, est estimé à 70 %. Les résultats des essais VBS et des limites d'Atterberg sont donnés dans le Tableau II.1.

Tableau II.1. Propriétés géotechniques de l'argile d'Héricourt (Froumentin, 2012).

Gs (-)	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)	VBS (-)
2,675	71	29	42	4,2 à 6,3

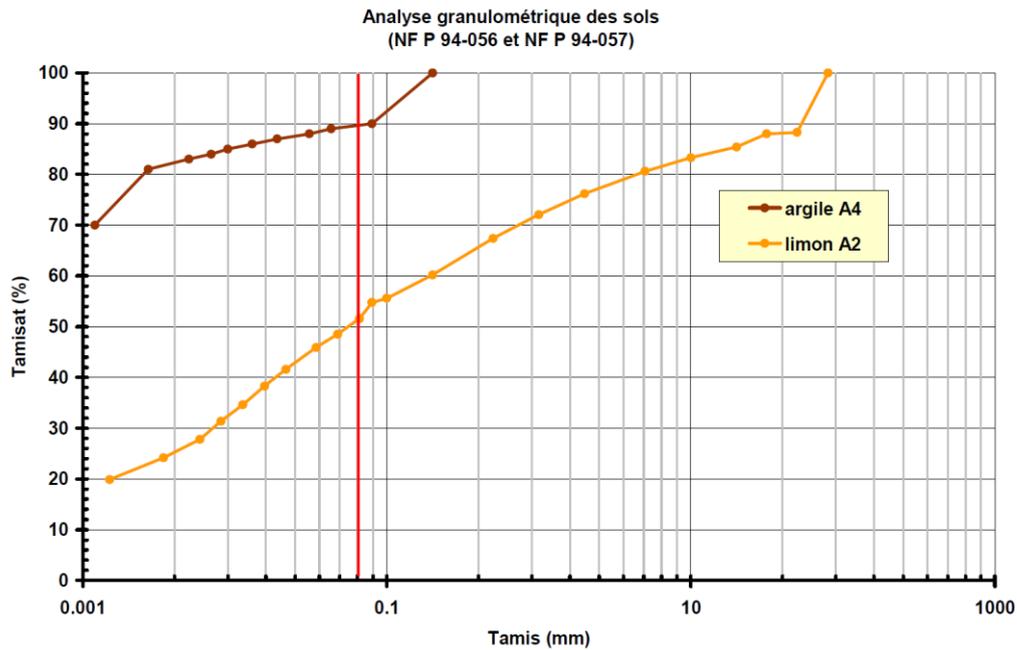
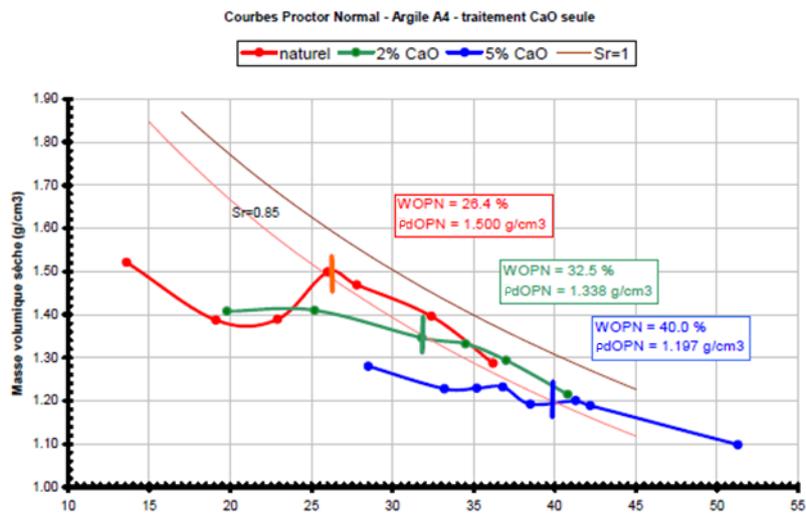


Figure II.5. Courbes granulométriques des limons et argiles d'Héricourt (Froumentin, 2012).

Ces résultats confirment la catégorie A4 (F4) du sol. Selon la nouvelle classification, le matériau serait considéré comme F4.

2.1.2.3. Références de compactage

Les courbes de compactage à l'énergie Proctor Normal et de l'indice portant immédiat IPI ont été déterminés par Froumentin (2012) et sont données pour l'argile A4 (ou F4) dans les Figure II.6 et Figure II.7.



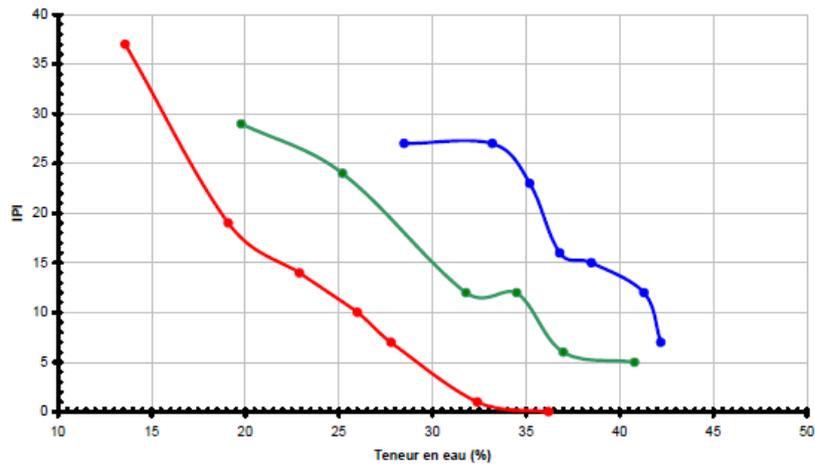


Figure II.6. Courbes Proctor Normal et IPI de l'argile pour les différentes modalités de traitement à la chaux (Froumentin, 2012)

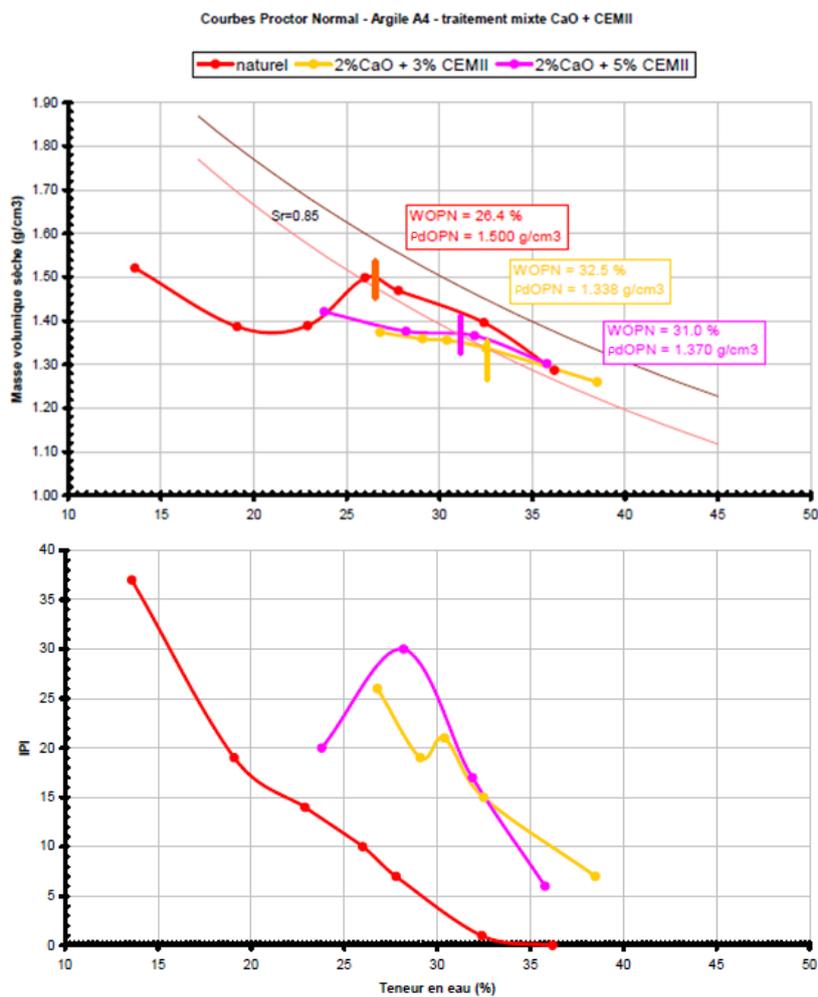


Figure II.7. Courbes Proctor normal et IPI de l'argile pour les différentes modalités de traitement mixte (Froumentin, 2012).

Les teneurs en eau optimale à énergie Proctor (w_{OPN}) et densités maximale à énergie Proctor ($\rho_{d,max}$), ainsi que les valeurs des indices de portance immédiats à w_{OPN} sont données dans le Tableau II.2. Ces valeurs ont été déterminées par l'intersection de la courbe Proctor et la courbe de saturation $S_r = 85\%$.

Tableau II.2. Références de compactage et IPI pour les différentes modalités de traitement (Froumentin, 2012).

Dosage (%)	Argile A4		
	$\rho_{d,max}$ (Mg/m ³)	w_{OPN} (%)	IPI (-)
Non traité	1,5	26,5	9
2% CaO	1,338	32,5	12
5% CaO	1,2	40	14
2% CaO + 3% CEMII	1,338	32,5	15
2% CaO + 5% CEMII	1,37	31	21

L'ensemble de ces résultats ont été utilisé comme valeurs de références pour le compactage du matériau lors de la construction.

2.1.3. Construction du remblai

La construction du remblai s'est déroulée sur une période de trois semaines entre le 16 mars et le 09 avril 2010.

2.1.3.1. Traitement et mise en place

Les matériels qui ont été utilisés pour la mise en place des couches de remblai sont deux épandeurs (Panien sur porteur Caterpillar © et Rabaud Akéra ©), une stabilisatrice de sol Raco 550 © et une arroseuse à queue de carpe. L'eau d'ajout a été pompée par l'arroseuse dans le cours d'eau la Lizaine. Avant le début du chantier, les équipements d'épandage ont été minutieusement vérifiés pour s'assurer que leurs réglages et leur fonctionnement étaient corrects. Les teneurs en eau visées pour les mélanges après traitement correspondent aux teneurs en eau optimales qui avaient été déterminées lors des études de laboratoire. Le traitement de l'argile n'a pas été effectué directement sur le site en raison de contraintes de traficabilité pour les engins. Au lieu de cela, la quantité requise d'argile pour chaque casier a été répartie le long de la section courante du chantier, à côté du stock existant. L'argile a été

déposée sur cette section courante sous forme de blocs compacts, certains atteignant des dimensions d'environ 0,80 m. Ces opérations ont été réalisées à l'aide d'une pelle mécanique (Figure II.8).



Mise en couche de l'argile avant traitement



Épandage de la chaux sur l'argile



Malaxage de l'argile traitée à la chaux



Mouture obtenue en fin de traitement

Figure II.8. Vues de l'atelier de traitement sur chantier (Froumentin, 2012).

Après le traitement, le mélange a été récupéré et chargé dans les dumpers à l'aide d'une pelle mécanique, ce qui a entraîné une possible formation d'agglomérats d'argile (Figure II.8). Dans ce cas, la granulométrie du mélange déversé sur le site de mise en œuvre s'est avérée moins fine que celle observée juste après le dernier malaxage. Une reprise et un ajustement à l'aide de la pelle mécanique sur le site de mise en œuvre ont en partie corrigé cet inconvénient.

2.1.3.2. Compactage *in situ* du sol traité

La mise en œuvre sur le site a été effectuée à l'aide d'une pelle équipée d'un godet de curage, et un réglage laser a été utilisé pour assurer une épaisseur de couche conforme à la spécification requise (Figure II.9).



Mise en œuvre du matériau traité



Couche de remblai après compactage au VP5

Figure II.9. Compactage des couches de remblai (Froumentin, 2012).

Le compactage a été réalisé simultanément sur les trois casiers ce qui empêche toute zone de transition. Cette méthodologie a permis de garantir l'homogénéité du compactage sur l'ensemble des casiers. Un total de 8 passes de compacteur à pieds de mouton Hamm 3520 HT © (type VP5) effectuées à 3 km/h ont été nécessaires pour compacter chaque couche de 0,30 m de hauteur du corps de remblai (LCPC-SETRA, 1992).

Les objectifs de compactage déterminés en amont de la construction sont "Q4" (obtention de 95% $\rho_{d,OPN}$ en moyenne sur la couche et 92% $\rho_{d,OPN}$ en fond de couche) pour les couches de remblai et de PST, et "Q3" (obtention de 98.5% $\rho_{d,OPN}$ en moyenne sur la couche et 96% $\rho_{d,OPN}$ en fond de couche) pour la couche de forme. La dernière passe de compacteur a été réalisé avec un compacteur à cylindre lisse (VM5) afin d'éliminer les empreintes des pieds qui pourraient retenir de l'eau en cas de pluie.

2.1.3.3. Travaux de finition

Différents ateliers ont été effectués après la mise en place du corps du remblai. Afin d'imperméabiliser la partie supérieure du remblai, la couche d'assise a tout d'abord été revêtue d'un enduit bicouche (Figure II.10).



Figure II.10. Seconde couche d'émulsion sur l'assise du remblai (Froumentin, 2012).

Il a été choisi de construire le remblai suivant la méthode excédentaire avec une largeur de 1 m par rapport à la côte horizontale du talus fini. Cette largeur en surplus a ensuite été retaillée à la fin de la construction du remblai (Figure II.11).



Figure II.11. Retailage des talus selon la méthode excédentaire (Froumentin, 2012).

Cette méthode permet de garantir les objectifs de compactage, ainsi que l'homogénéité au niveau des bordures de l'ouvrage. Enfin, une couche de terre végétale d'environ 0,10 m a été rajoutée sur le talus à la fin de la construction.

2.1.3.4. Contrôles réalisés pendant la construction

Différents contrôles permettant d'évaluer l'homogénéité du remblai ont été effectués au cours de la construction.

La teneur en eau des sols a été contrôlée par prélèvement manuel sur la couche au moment de la mise en œuvre. La teneur en eau a été déterminée en laboratoire par pesage et étuvage à 105

°C pendant 24 heures. Les teneurs en eau des différents casiers sont données dans la Figure II.12.

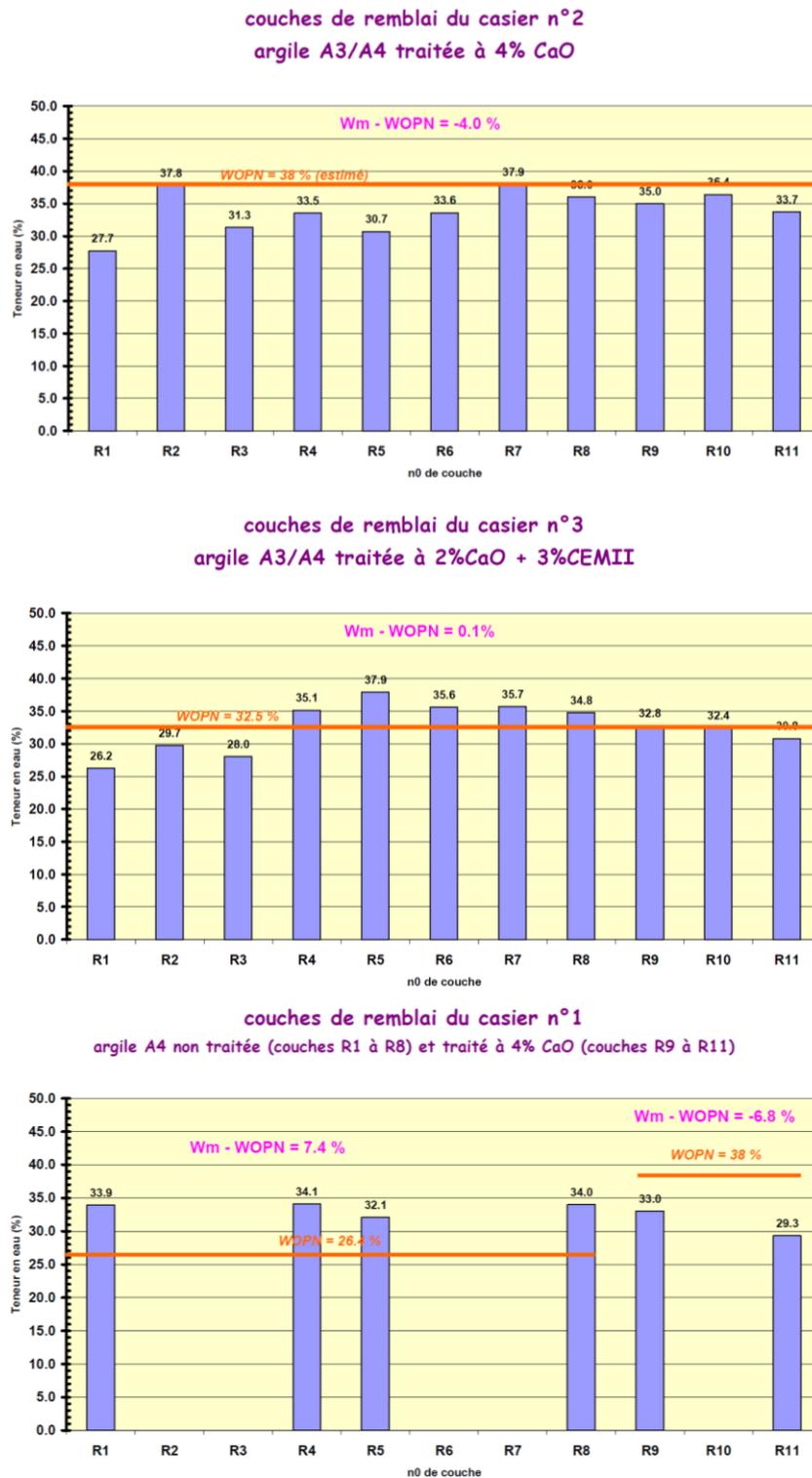


Figure II.12. Teneur en eau de chaque couche de remblai pour les trois casiers (Froumentin, 2012).

Pour le casier n°1, l'argile A4 (F4) a pu être mise en œuvre dans un premier temps (couches R1 à R8) sans ajout de chaux ; la teneur en eau moyenne était de 33.5 % (soit $w_{OPN} + 7.4$ %). Des problèmes de traficabilité des dumpers et du compacteur ont nécessité un ajout de chaux à compter de la couche R9. La teneur en eau pour cette seconde partie du casier n°1 en argile traitée à 4% de CaO était de 33.5 % soit $w_{OPN} - 6.8$ %.

Pour le casier n°2 (argile traitée à 4 % de CaO), la teneur en eau moyenne de mise en œuvre était située à $w_{OPN} - 4$ %. La valeur minimale correspondait à la couche R1 (27.7% soit $w_{OPN} - 10.3$ %) alors que la valeur maximale est de 37.9 % (couche R7).

Pour le casier n°3 (argile traitée à 2% CaO + 3% CEM II) les teneurs en eau des trois premières couches (R1 à R3) étaient inférieures à w_{OPN} . Après un ajout d'eau à l'atelier de traitement, les teneurs en eau des couches suivantes (R4 à R10) se situaient au-delà de w_{OPN} . Pour la dernière couche la teneur en eau était de 30.8 % ($w_{OPN} - 1.7$ %).

La masse volumique du sol a également été contrôlée afin de vérifier les caractéristiques de compactage du remblai. Un gammadensimètre mlpc® à profondeur variable GPV 25/40 a été utilisé pour mesurer la densité sèche du sol. Les taux de compactage atteints étaient faibles lorsque les sols étaient mis en œuvre sans ajout de liant en raison d'une teneur en eau élevée ce qui a entraîné l'obtention rapide de la saturation du matériau (matelassage important). En général, les taux de compactage obtenus pour l'argile (casiers 1 à 3) étaient très élevés, allant de 104 % à 116 % de la densité sèche optimale Proctor normal ($\rho_{d,OPN}$). La différence entre la valeur cible et la valeur obtenue a pu être justifiée par la difficulté de déterminer les caractéristiques optimales Proctor pour ce type de sol (Froumentin, 2012). La différence entre les éprouvettes de sol préparées en laboratoire (séchage, écrêtage, malaxage) et le sol réellement mis en place sur le chantier (humidification, malaxage) expliquerait cette disparité.

2.1.4. Instrumentation du remblai

Des capteurs ont été installés dans les casiers 2 et 3 pendant la construction du remblai afin de surveiller son comportement à long terme. Ces capteurs mesurent différents paramètres, notamment :

- la teneur en eau du sol (sondes TDR Trime Pico 64 ©) ;
- la température du sol (sondes TDR Trime Pico 64 ©) ;

- la succion à 0,25 m, 0,50 m et 0,75 m de distance horizontale à la surface du talus (sondes tensiométriques).

La répartition des différents capteurs est donnée dans la Figure II.13. Au total, 21 sondes TDR et 12 sondes tensiométriques ont été installées dans la partie du remblai construite en argile A4 (ou F4).

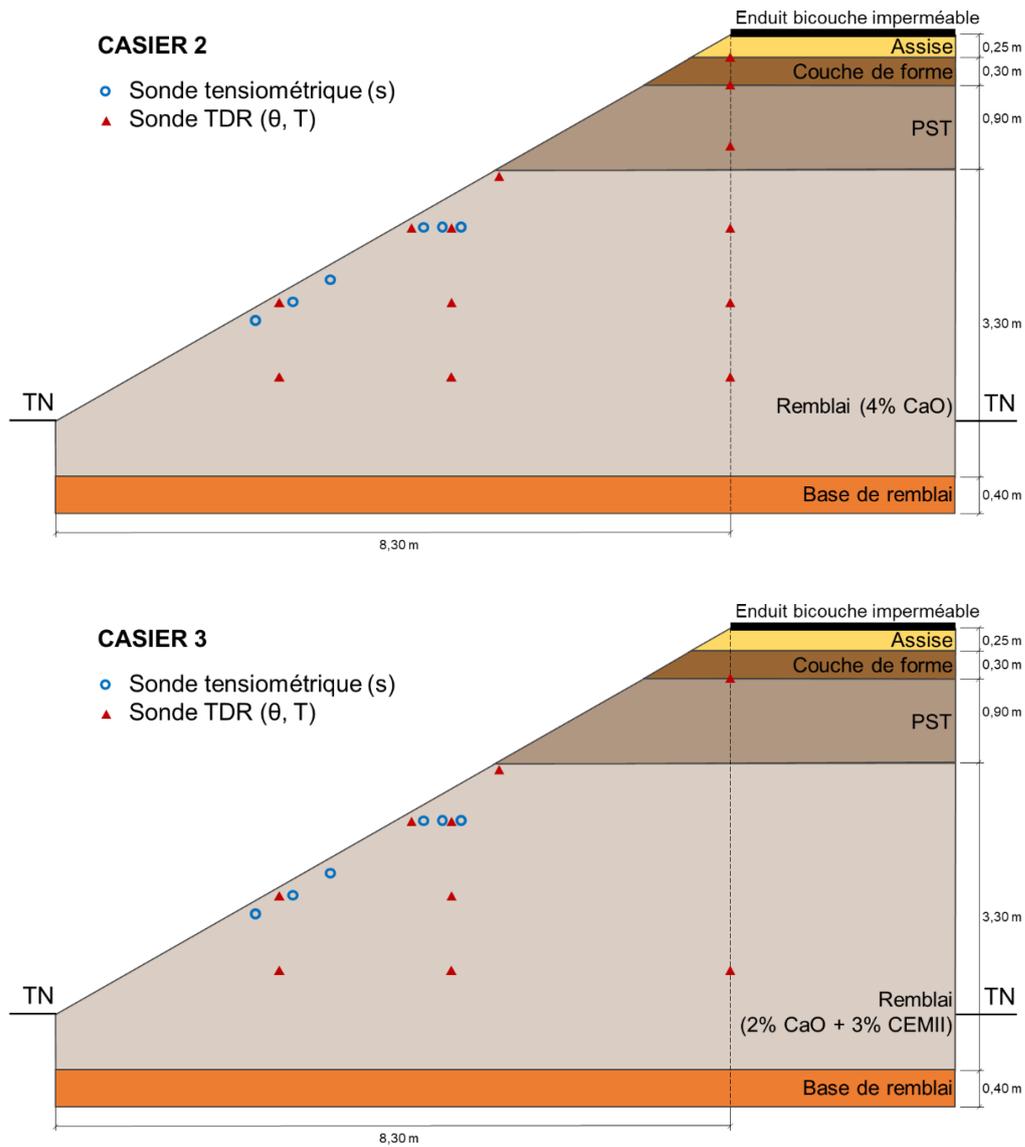


Figure II.13. Répartition des sondes TDR et tensiométriques dans les casiers 2 et 3 (Froumentin, 2012).

Les sondes ont été réparties de manière à pouvoir évaluer les interactions thermiques et hydriques entre le sol et l'atmosphère. Des capteurs ont également été placés dans la partie interne de l'ouvrage.

2.1.4.1. Mesure de la teneur en eau volumique et de la température

La mesure de la teneur en eau volumique et de la température est réalisée par le même capteur qui est une sonde fonctionnant sur le principe TDR (Time Domain Reflectometry). Dans le sol les sondes sont posées horizontalement (Figure II.14).



Mise en place du gabarit et perçage des trous

Pose de la sonde

Figure II.14. Pose in situ d'une sonde TDR (Froumentin, 2012).

Deux avant-trous sont réalisés à l'aide d'un gabarit équipé de pointes en acier légèrement plus petites que les électrodes, ce qui facilite leur insertion lors de la pose du capteur. Pour chaque sonde installée, un échantillon de sol est prélevé afin d'ajuster la mesure effectuée par la sonde à une valeur précise de teneur en eau par mesure classique.

2.1.4.2. Mesure de la succion

La mesure est réalisée avec des sondes tensiométriques de marque Watermark et distribuées en France par la société Challenge Agriculture (Figure II.15).

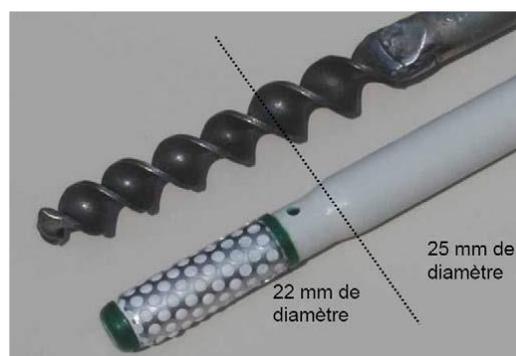


Figure II.15. Sonde tensiométrique et outil de pose (Froumentin, 2012).

La pose des sondes a été réalisée après la construction du remblai et le retaillage du talus aval du remblai et après la mise en œuvre de la couche de 0.10 m de terre végétale venant recouvrir la totalité du talus. La terre végétale est enlevée manuellement aux endroits de pose des capteurs

puis remise en place. Un avant trou est réalisé avec une tarière à main (diamètre 25 mm) puis les sondes sont enfoncées manuellement dans cette réservation à la profondeur souhaitée (voir implantation des capteurs).

2.1.4.3. Centrale météorologique

Une centrale de relevés des informations météorologiques a été installée lors de la construction. Il s'agit d'une centrale météo DL2e de marque Delta-T Devices Ltd ©. La centrale est notamment équipée d'un pluviomètre, d'un anémomètre, d'une girouette, d'un baromètre, d'un thermomètre, d'un capteur de rayonnement solaire, d'un capteur d'humidité relative et d'une sonde d'humidité de surface. La centrale est programmée pour réaliser une mesure toutes les 30 minutes.

2.1.4.4. Ruissellement de talus

Afin d'évaluer les quantités d'eau qui ruissellent sur les talus, un dispositif constitué d'éléments de gouttières permettant de récupérer les eaux de ruissellement et qui alimentent une cuve enterrée après construction (Figure II.16).



Excavation en pied de remblai pour installation de la cuve

Pose de la cuve sur socle béton

Dispositif de récupération des eaux de ruissellement

Figure II.16. Dispositif de récupération des eaux de ruissellement sur talus (Froumentin, 2012).

La quantité d'eau ainsi récupérée est mesurée en fonction du temps par un capteur de hauteur d'eau situé dans la cuve. Lorsque la cuve est pleine, un capteur de niveau haut déclenche la mise en route d'une pompe pour eaux chargées de 15 m³/h immergée dans la cuve qui vide celle-ci pendant un certain temps afin de ramener le niveau d'eau à un niveau bas. Ainsi, le capteur de hauteur d'eau situé dans la cuve enregistre les cycles de remplissage (la durée est fonction des précipitations) et de vidanges (rapide) de la cuve. Les données étant horodatées, il est ensuite aisé de corréliser ces données aux relevés réalisés par la station météo. Avant la mise

en place de la cuve, un étalonnage reliant la hauteur mesurée par la sonde et le volume d'eau présent dans la cuve a été réalisé.

2.1.5. Conclusion sur le remblai expérimental d'Héricourt

La construction du remblai expérimental d'Héricourt a fait l'objet d'un suivi poussé. Un plan expérimental permettant une meilleure connaissance du matériau utilisé ainsi que le dimensionnement de l'ouvrage ont tout d'abord été mis en place. De nombreux essais de contrôle ont eu lieu afin de surveiller les teneurs en eau et densités de mise en place lors de la construction. Enfin, de nombreux capteurs installés dans le remblai dès sa construction, ont permis d'obtenir un suivi à long terme de l'état thermique et hydrique de l'ouvrage. Les résultats de ces suivis sont présentés dans la partie suivante.

2.2. Suivi à long terme du remblai

Au cours des années qui ont suivi la construction, de nombreuses études ont été effectuées à partir des données enregistrées par les différents capteurs installés dans le remblai (Froumentin & Boussafir, 2013; Bicalho et al., 2015; An et al., 2016, 2017a, 2017b; Boussafir et al., 2018; Bicalho et al., 2018; Boussafir et al., 2020). En parallèle, différentes études ont étudié le comportement de l'argile d'Héricourt traité (Razakamanantsoa et al., 2012; Stoltz et al., 2012, 2014; Tran et al., 2014; Haghghi et al., 2020; Wang et al., 2020). Dans un premier temps, les données récoltées par les différentes sondes installées *in situ* sont présentées. Par la suite, les résultats de différentes études sur l'évolution du comportement hydromécanique de l'argile d'Héricourt seront présentés.

2.2.1. Suivi du remblai par l'intermédiaire des capteurs *in situ*

Les différents capteurs installés dans le remblai pendant la construction ont permis de déterminer l'évolution dans le temps de l'état hydrique et thermique du sol au cœur du remblai et aux abords de sa surface (Froumentin & Boussafir, 2013; Boussafir et al., 2016; Bicalho et al., 2018; Boussafir et al., 2020).

L'évolution de la teneur en eau volumique est donnée pour différents capteurs disposés à 0,25 m de distance horizontale à la surface du casier 2 dans la Figure II.17 (Froumentin & Boussafir, 2013). La plage de données s'étend du début de la construction à la fin de l'année 2012. Les variations de teneur en eau obtenues au cours de l'année sont de l'ordre de 4 à 6 % en fonction du capteur. Ces données sont à corrélérer avec les valeurs de succion obtenues par les sondes

tensiométriques (Figure II.18) (Boussafir et al., 2020). Les variations de succions ont été mesurées par des sondes disposées à 0,25, 0,50 et 0,75 m de distance horizontale à la surface du remblai. Ces valeurs ont été enregistrées entre la fin de la construction et l'automne 2018. Les plus fortes variations de succion mesurées dans le remblai (entre 0 et 250 kPa) sont obtenues à 0,25 m. Il est à noter que la plage d'enregistrement de valeurs des sondes tensiométriques ne dépasse 250 kPa, il est à noter que cette valeur n'est que ponctuellement atteinte par le sol. Les variations de succion s'estompent en fonction de la distance horizontale : à 0,75 m, la succion varie de 0 à 150 kPa en fonction des saisons.

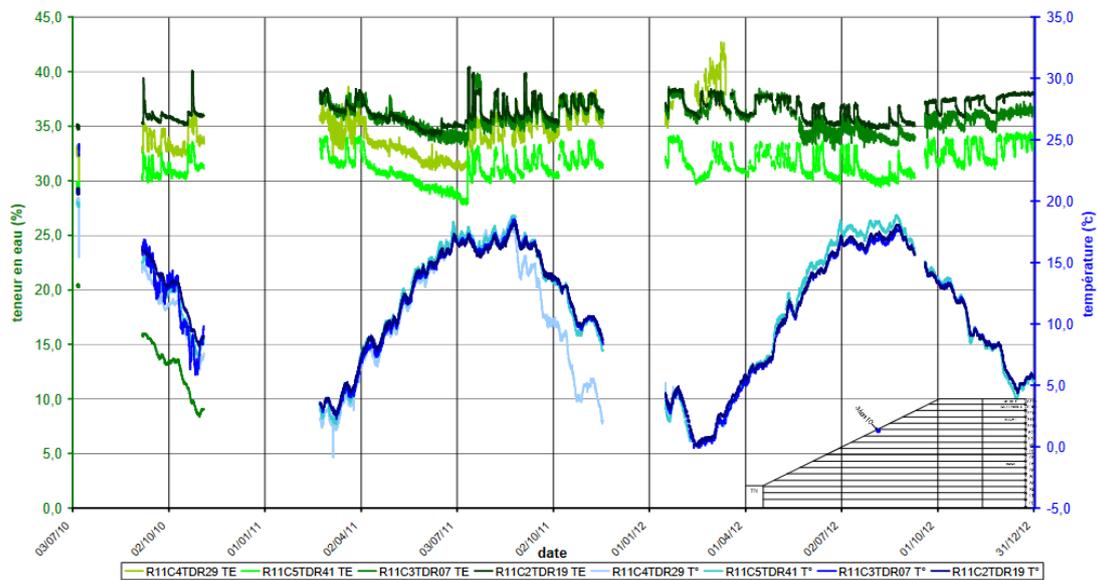


Figure II.17. Variation de la teneur en eau volumique et de de la température à 0,25 m de distance horizontale à la surface du talus (Froumentin & Boussafir, 2013).

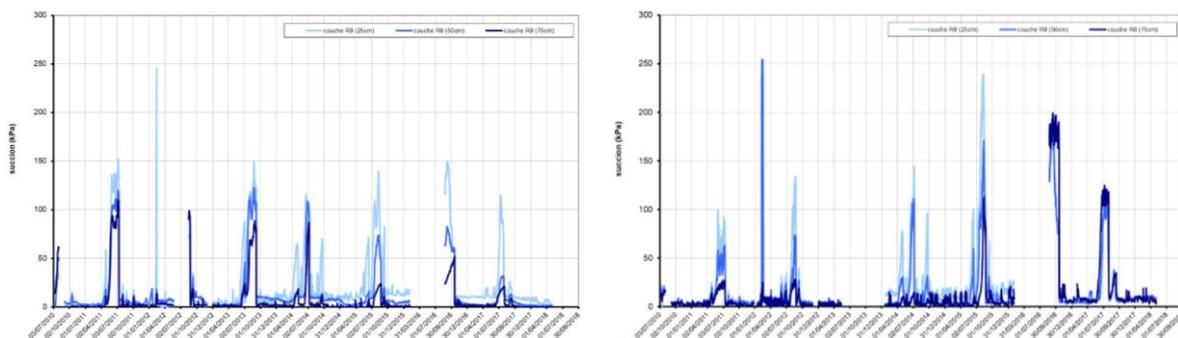


Figure II.18. Évolution de la succion dans l'argile traitée dans le casier 2 (a) et le casier 3 (b) en fonction de la distance horizontale à la surface (Boussafir et al., 2020).

La variation de température est donnée pour différents capteurs disposés à 0,25 m de distance horizontale à la surface du remblai. Les valeurs de température varient en fonction des saisons,

mais restent positives. De plus, Andersland & Ladanyi (1994) ont montré qu'une température pouvant aller jusqu'à -5°C était nécessaire, dans le cas des d'un sol argileux, pour casser l'équilibre métastable de l'eau afin qu'elle se transforme en glace. Ainsi, les sondes TDR présentes dans le remblai permettent d'affirmer que le sol en place n'a pas subi de cycles de gel-dégel à partir de 0,25 m de distance horizontale.

Les variations hydriques et thermiques dans l'ouvrage ont pu être identifiées par l'intermédiaire des différents capteurs présents dans l'ouvrage.

2.2.2. Études sur le comportement à long terme de l'argile d'Héricourt

Quelques études se sont penchées sur le comportement hydromécanique à long terme de l'argile d'Héricourt traitée à la chaux (Stoltz et al., 2012; Wang et al., 2020; Stoltz et al., 2014). Stoltz et al. (2012) et Wang et al. (2020) ont tout d'abord étudié le retrait et le gonflement du matériau traité. Wang et al. (2020) ont évalué l'impact du traitement sur la microstructure et sur la courbe de rétention du sol traité au laboratoire (Figure II.19). Le traitement a permis de sécher le sol et d'augmenter la valeur de succion correspondant au point d'entrée d'air. L'ajout de traitement a ainsi permis d'améliorer la capacité de rétention du sol. Le comportement au retrait a également été évalué (Figure II.20). La courbe de retrait du sol a été obtenue par la méthode des solutions salines, qui permet de contrôler la succion dans le matériau. La variation volumique du sol en fonction de la teneur en eau du matériau permet d'obtenir sa courbe de retrait caractéristique. Le traitement à la chaux a ainsi permis de limiter la variation volumique du sol.

Des conclusions similaires ont été données par Stoltz et al. (2012) qui ont également étudié le comportement hydrique de l'argile traitée (Figure II.21). Lors de la saturation du sol, aucune augmentation significative du gonflement par rapport à l'état initial n'a été observée. Cependant la saturation s'accompagnait d'une réorganisation complète de la texture du sol. Après séchage, le potentiel de retrait du sol a baissé, mais est resté dans le même ordre de grandeur que le potentiel retrait du sol non traité. Le temps de cure n'a également pas significativement influencé le comportement au retrait du sol, en accord avec les résultats de Wang et al. (2020).

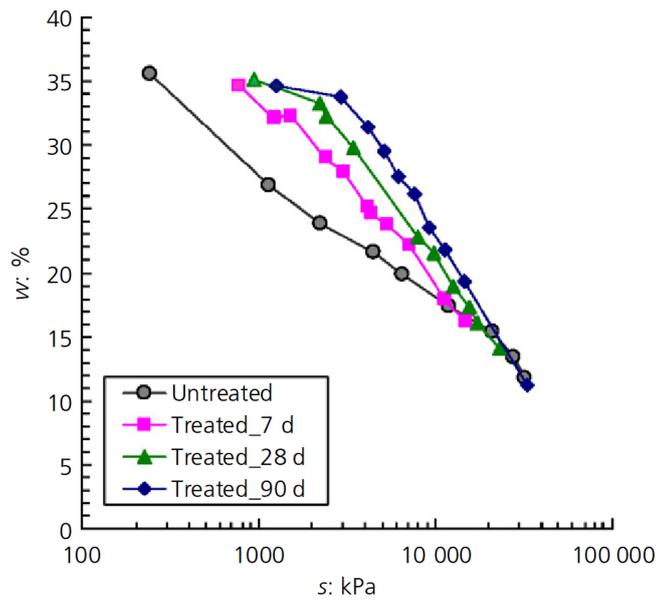


Figure II.19. Courbe de rétention du sol non traité et du sol traité à 5% de chaux après différents temps de cure (Wang et al., 2020).

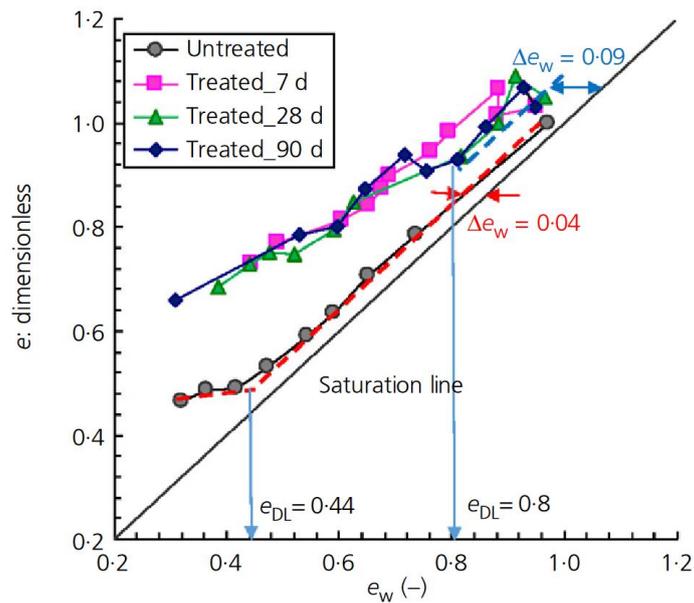


Figure II.20. Courbes de retrait des matériaux non traité et traités pour différents temps de cure (Wang et al., 2020).

Différents essais œdométriques effectués par (Stoltz et al., 2014) ont également permis d'évaluer les performances mécaniques du sol après simulation de cycles de séchages et humidification (Figure I.26).

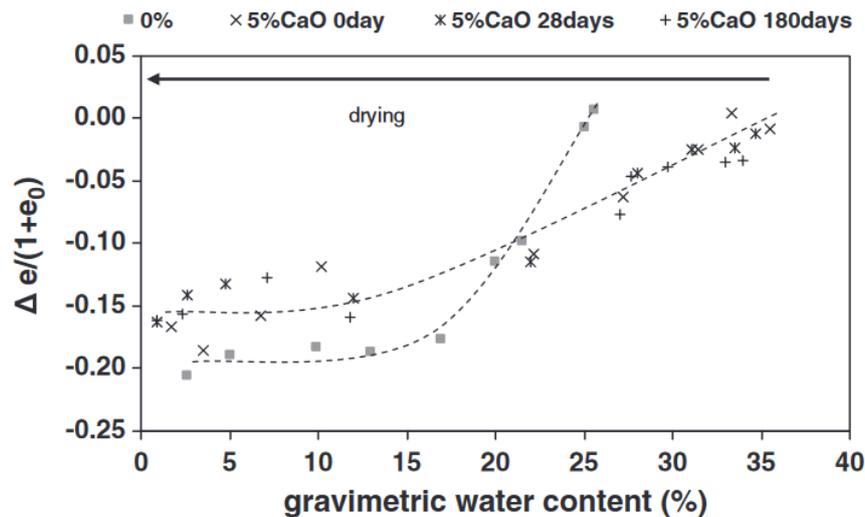


Figure II.21. Courbe de retrait du matériau non traité et du matériau traité à 5% de chaux (Stoltz et al., 2012).

L'argile d'Héricourt est donc un matériau dont le comportement hydromécanique est documenté. Les différentes études présentées précédemment permettent notamment d'évaluer la capacité de rétention, ainsi que la compressibilité à long terme du matériau vierge, ou traité à la chaux.

2.2.3. Conclusion sur le suivi à long terme de l'ouvrage

La mise en place d'instruments de mesure dans le remblai a permis d'évaluer l'évolution de la température, de la succion et de la teneur en eau volumique dans différentes parties de l'ouvrage. Les informations disponibles permettent notamment d'évaluer les amplitudes des cycles hydriques et thermiques appliquées à l'ouvrage. Ces sollicitations sont les plus fortes en bordure d'ouvrage, et diminuent dans la partie interne du remblai. Ainsi des succions allant de 0 à 300 kPa ont été observées à 0,25 m de la bordure de l'ouvrage, avec une fréquence d'environ 1 à 2 cycles par an. À 0,75 m, des cycles de même fréquence sont observable mais à des amplitudes de succion plus faible (entre 0 et 150 kPa). Les sondes TDR installées dans le remblai ont permis d'évaluer les cycles thermiques appliqués au matériau. Des variations de température entre 0 °C et 20 °C ont été mesurées à 0,25 m de distance horizontale à la surface de l'ouvrage, l'eau interstitielle n'a donc pas gelé à partir de cette distance dans le remblai.

Les différentes études effectuées sur l'argile d'Héricourt permettent également d'évaluer son comportement hydromécanique à long terme. Ces études présentées précédemment permettent notamment d'évaluer la capacité de rétention ainsi que la compressibilité à long terme du

matériau vierge, ou traité à la chaux. La comparaison de ces données expérimentales avec des données obtenues *in situ* est essentiel afin de mieux évaluer l'état hydromécanique de l'ouvrage 11 ans après sa construction.

2.3. Campagnes d'essais et de prélèvements

Afin d'évaluer le comportement hydromécanique du sol présent dans l'ouvrage une campagne d'essais pénétrométriques a été mise en place et effectuée en août 2021. Des essais pénétrométriques dynamiques à charge variable (PANDA®) ont été prévus dans chaque casier du remblai. Un total de 9 essais a été programmé pour chaque casier entre le pied du remblai et sa partie supérieure (Figure II.22).

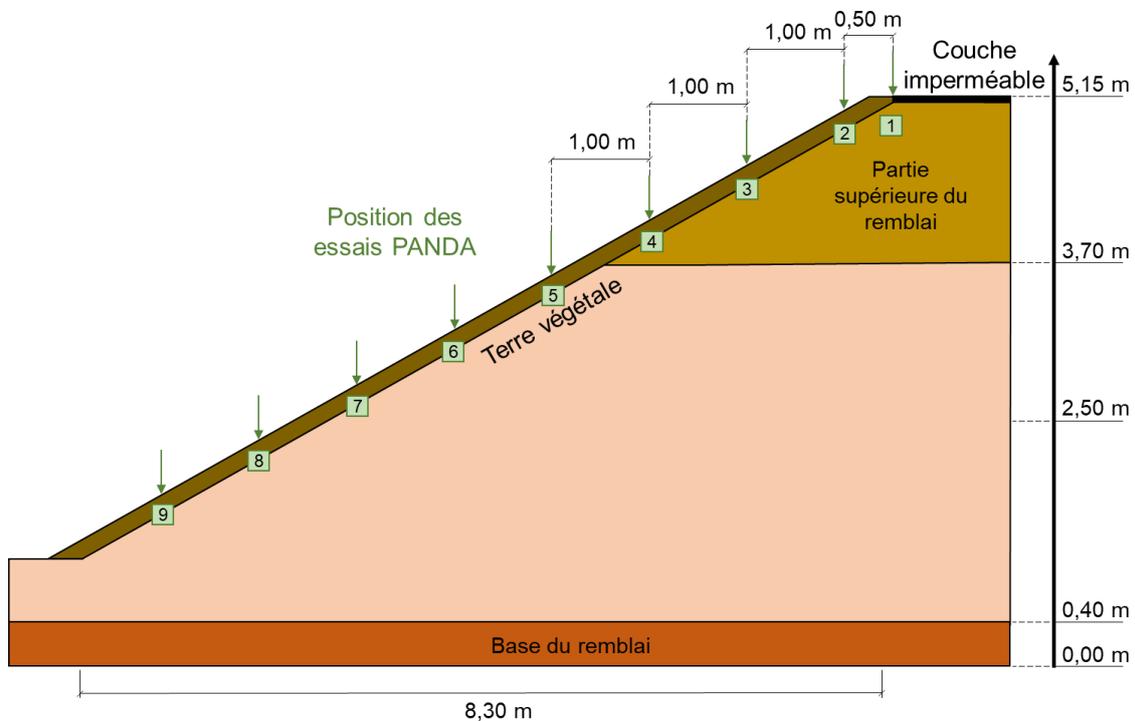


Figure II.22. Implantation des sondages pénétrométriques dynamiques à charge variable dans le remblai.

Pour compléter l'évaluation du comportement mécanique du sol, des essais CPT-U dans chaque casier de remblai ont également été effectués. Enfin, pour mieux caractériser les résultats obtenus par l'intermédiaire des essais pénétrométriques, une campagne de prélèvement a été mise en place en novembre 2021. Dans un premier temps, les essais CPT-U sont présentés. Les résultats des essais PANDA® sont ensuite détaillés. Enfin les méthodes de prélèvements choisies dans le cadre de cette étude sont présentées.

2.3.1. Essais CPT-U

L'ensemble des essais CPT-U ainsi que les essais pénétrométriques dynamiques à charge variable ont été effectués en août 2021. Les essais CPT-U ont été effectués pour chaque casier afin d'évaluer le comportement mécanique du remblai dans sa hauteur (Figure II.23). Les sondages réalisés ont permis de déterminer la résistance de pointe, le frottement latéral ainsi que la pression interstitielle en fonction de la profondeur dans l'ouvrage. L'évolution mécanique de l'interface entre le sol et l'atmosphère supposé protégée par la couche imperméable a pu être évaluée. Deux essais par casiers ont été effectués à une distance d'entraxe de 0,40 m l'un de l'autre, afin de pouvoir confirmer qu'un quelconque refus ne soit pas dû à un obstacle local dans le sol. Le Tableau II.3 récapitule les différents résultats des essais CPT effectués.



Figure II.23. Sondages CPT-U pendant l'intervention sur le remblai d'Héricourt du 08/2021.

Les sondages effectués sur le casier 2 et le casier 3 n'ont pas été effectués jusqu'à la profondeur cible de 6,00 m, pour cause de refus de pénétration (Tableau II.3). La nappe d'eau a pu être identifiée à 4,70 m de profondeur par l'intermédiaire de la mesure de la pression interstitielle obtenue sur le casier 1. La résistance de pointe et le frottement latéral déterminé pour chaque sondage sont donnés dans la Figure II.24 et Figure II.25.

Tableau II.3. Récapitulatif des sondages CPT-U effectués.

Sondage	n° de casier	Profondeur	Remarques
CPT-U1	1	6,00 m	Présence d'eau à 4,70 m
CPT-U 1Bis	1	6,00 m	Présence d'eau à 4,70 m
CPT-U 2	2	3,10 m	Refus de pénétration
CPT-U 2 Bis	2	3,10 m	Refus de pénétration
CPT-U 3	3	4,10 m	Refus de pénétration
CPT-U 3 Bis	3	4,70 m	Refus de pénétration

Pour le casier 1, les différentes modalités de traitement choisies permettent de comparer la résistance de pointe et le frottement latéral des couches de sol non traité (R01 à R08) aux résistances et frottements des couches traitées. La résistance de pointe du sol non traité est d'environ 0,60 MPa, tandis que le frottement latéral du matériau vierge a été évalué à 0,06 MPa. Ces valeurs sont très inférieures aux résistances obtenues sur les couches R09 à R11 traitées à 4% de chaux (en moyenne sur ces couches $q_C = 7,39$ MPa et $f_S = 0,34$ MPa).

La similitude de résultats entre les deux essais effectués à 0,40 m de distance dans le casier 1 suggère une forte homogénéité de la mise en place et du compactage lors de la construction. Sur le casier 2, les mêmes ordres de grandeur de résistance ont pu être observés jusqu'à une profondeur de refus de 3,10 m. Les deux essais CPT-U effectués sur le casier n°2 ont enregistré un refus à la même profondeur. Sur le casier n°3, le refus du sondage CPT-U3 bis a été obtenu à 4,70 m de profondeur, probablement au passage entre la couche R01 et la couche R00 construite en limon traité. La valeur de résistance de pointe moyenne obtenue entre la couche R01 et la couche R11 est de 20,80 MPa et le frottement latéral moyen est de 1,00 MPa.

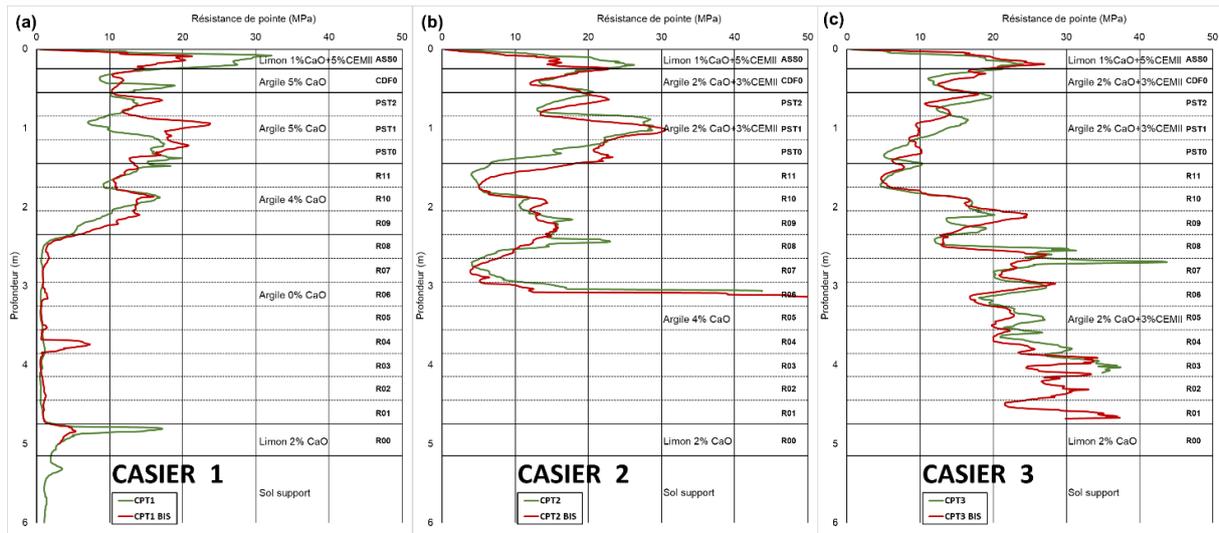


Figure II.24. Résistances de pointe en fonction de la profondeur obtenues pour le casier 1 (a), le casier 2 (b) et le casier 3 (c).

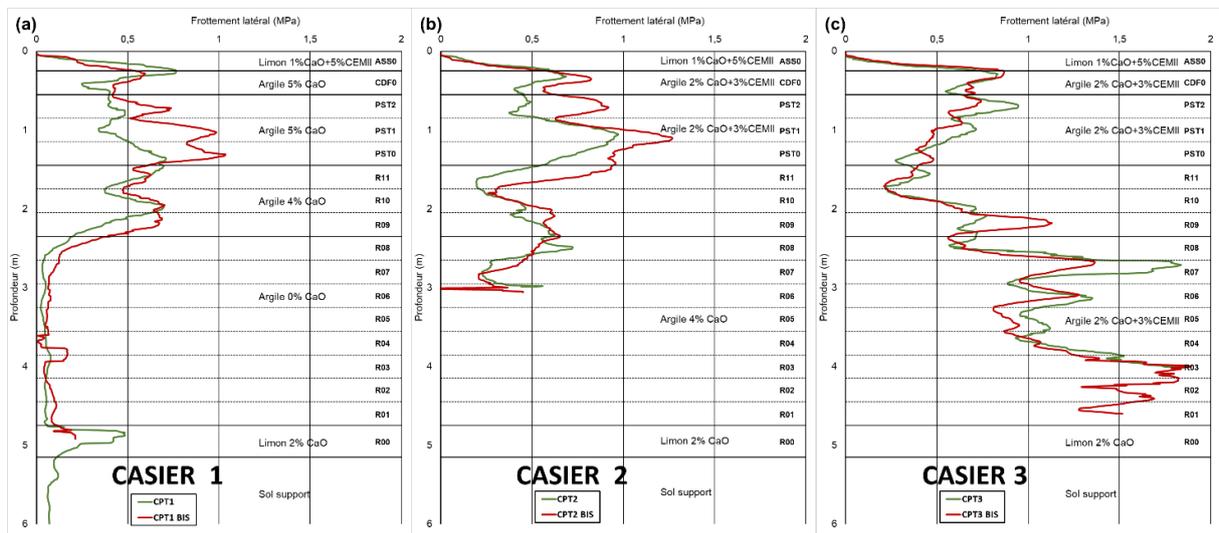


Figure II.25. Frottements latéraux en fonction de la profondeur obtenus pour le casier 1 (a), le casier 2 (b) et le casier 3 (c).

Les résultats permettent d'évaluer le comportement mécanique dans les 3 casiers du remblai. Dans le casier 1, une forte différence de comportement mécanique a pu être observée entre les couches inférieures non traitées et les couches supérieures traitées à 5 % de chaux vive. Des résistances de pointe supérieures à 7 MPa ont été mesurées jusqu'à la dernière couche traitée R09. En revanche les résistances de pointes d'environ 1 MPa et des valeurs de frottement latéral inférieures à 0,2 MPa témoignent de l'absence de traitement dans les couches inférieures.

Les résultats obtenus dans la partie traitée permettent de mettre en évidence la persistance de l'effet bénéfique du traitement sur le comportement mécanique, 11 ans après la construction de

l'ouvrage. Des observations similaires ont pu être effectuées sur le casier 2 et le casier 3 où des résistances de pointes supérieures à 10 MPa ont été mesurées. Ces résultats suggèrent que la partie interne du remblai n'a pas subi d'altération significative.

Chaque essai CPT-U a été doublé afin d'évaluer l'homogénéité des performances mécaniques du sol. Un deuxième essai a été effectué pour chaque casier à une distance d'entraxe de 0,40 m. Pour chaque casier, une forte similitude des résultats a pu être observée. Les valeurs de résistance de pointe et de frottement latéral diffèrent peu, et ce dans les trois casiers. Ces résultats permettent de mettre en évidence la qualité de la mise en place du traitement et du compactage lors de la construction, et semblent indiquer que la couche imperméable présente en tête de remblai a significativement protégé les couches supérieures de l'ouvrage

2.3.2. Essais pénétrométriques dynamiques à charge variable

En complément des essais CPT-U, 9 sondages pénétrométriques dynamiques à charge variable (PANDA®) par casier ont été effectués (Figure II.26). L'objectif de ces essais est d'évaluer le comportement mécanique de la bordure de chaque casier sur toute sa hauteur. À l'inverse de la partie supérieure du remblai, les flancs du talus ne sont pas protégés par un enduit imperméable, ce qui les rend plus vulnérables aux sollicitations environnementales. Une couche de 0,10 m de terre végétale a tout de même été rajoutée en bordure de remblai à la fin de la construction.

Les pénétromètres obtenus à l'issue des sondages pénétrométriques dynamiques à charge variable sont donnés en annexe de ce document. Ces essais pénétrométriques dynamiques à charge variable sont également présentés pour chaque casier dans la Figure II.26. Les premières valeurs de résistance de pointe supérieures à 10, 25 et 50 MPa sont notées pour chaque essai en fonction de la position où elles ont été mesurées dans le remblai.

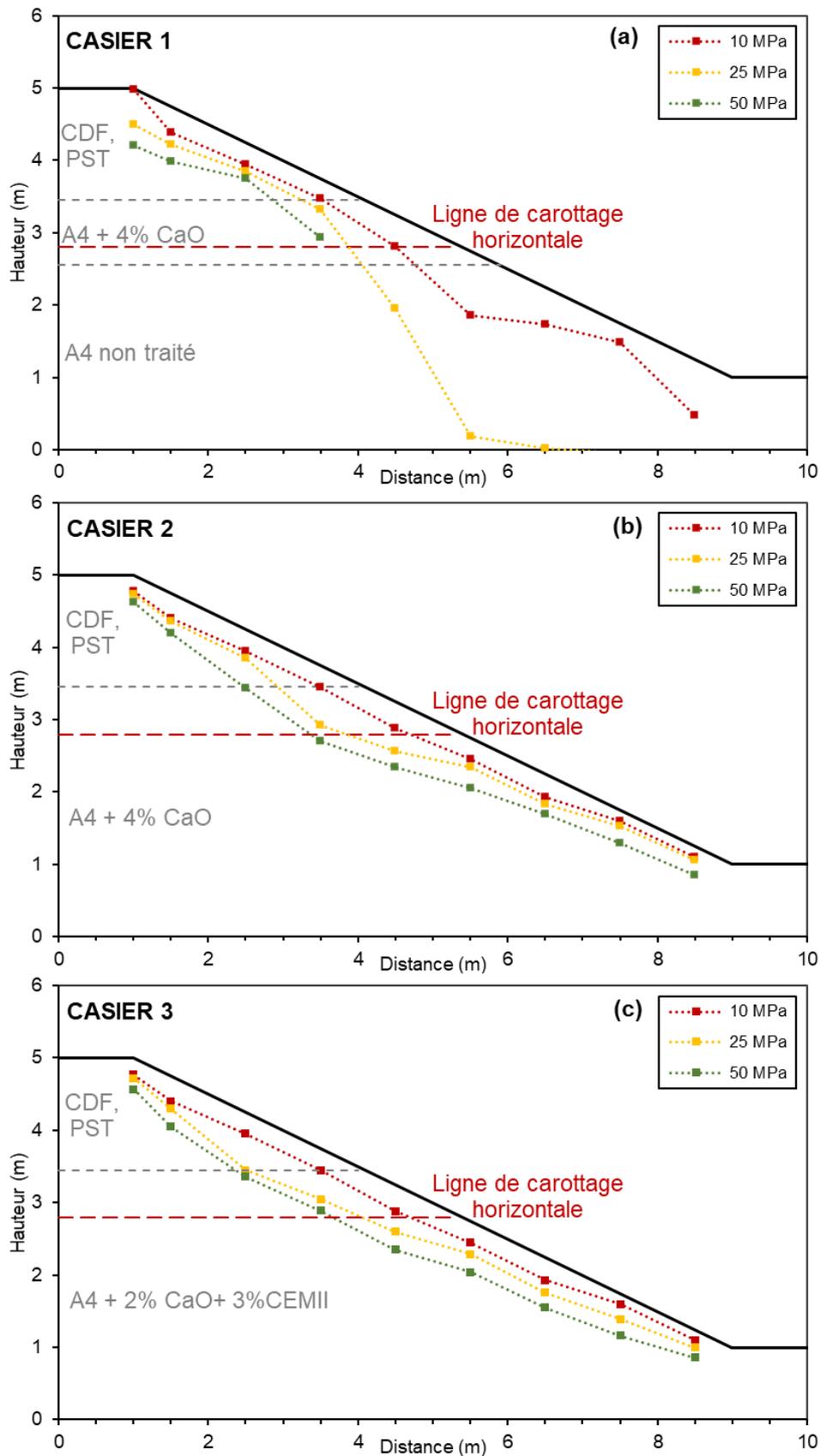


Figure II.26. Cartographie des essais pénétrométriques dynamiques à charge variable pour le casier 1 (a), le casier 2 (b) et le casier 3 (c).

Pour le casier 1, les valeurs de résistances de pointes chutes au niveau de la partie non traité. Pour le casier 2, les premières valeurs de résistances de pointe supérieures à 10 MPa ont été obtenues à une distance horizontale moyenne de 0,55 m, quand les valeurs de q_d supérieures à 20 MPa ont été mesurées à 0,85 m de distance horizontale. Les résistances de pointes supérieures à 50 MPa ont été mesurées à une distance horizontale moyenne de 1,30 m, mais avec certaines distances horizontales supérieures à 2,00 m. Les résistances de pointes obtenues sur le casier 3 sont très similaires à celles obtenues sur le casier 2. Une zone de profondeur variable au niveau de la bordure, où le comportement mécanique du sol a chuté a donc été détectée. Les essais pénétrométriques ont ainsi mis en évidence une réduction de la performance mécanique du sol au bord du remblai.

2.3.3. Campagne de carottage

Afin de mieux caractériser l'état hydromécanique de la bordure de l'ouvrage, des carottages ont été programmés et effectués en novembre 2021. Les sondages devaient cependant répondre à certains critères précédemment énoncés, dont celui de la maîtrise du prélèvement, la texture d'un sol étant essentielle pour pouvoir évaluer ses performances mécaniques. Le prélèvement devait également limiter au mieux les modifications hydriques que pouvait induire l'extraction du sol.

En fonction de ces différents critères, le choix du prélèvement s'est porté sur un carottage par rotation à couronne diamantée avec de l'eau comme liquide de forage. Trois sondages carottés verticaux (un dans chaque casier de la partie construite en argile du remblai) ont ainsi été programmés. Afin de prélever des échantillons sur l'ensemble de la hauteur du remblai, il a été prévu d'effectuer ces sondages jusqu'à 6,00 m de profondeur. Afin d'évaluer l'état hydromécanique du sol en bordure, il a également été décidé d'effectuer des carottages horizontaux dans chaque casier (Figure II.27). Ainsi 3 carottages verticaux de 6,00 m et trois carottages horizontaux de 4,50 m ont été programmés (Figure II.28). La Figure II.27 montre l'ensemble des carottages effectués à titre d'exemple sur l'un des trois casiers.

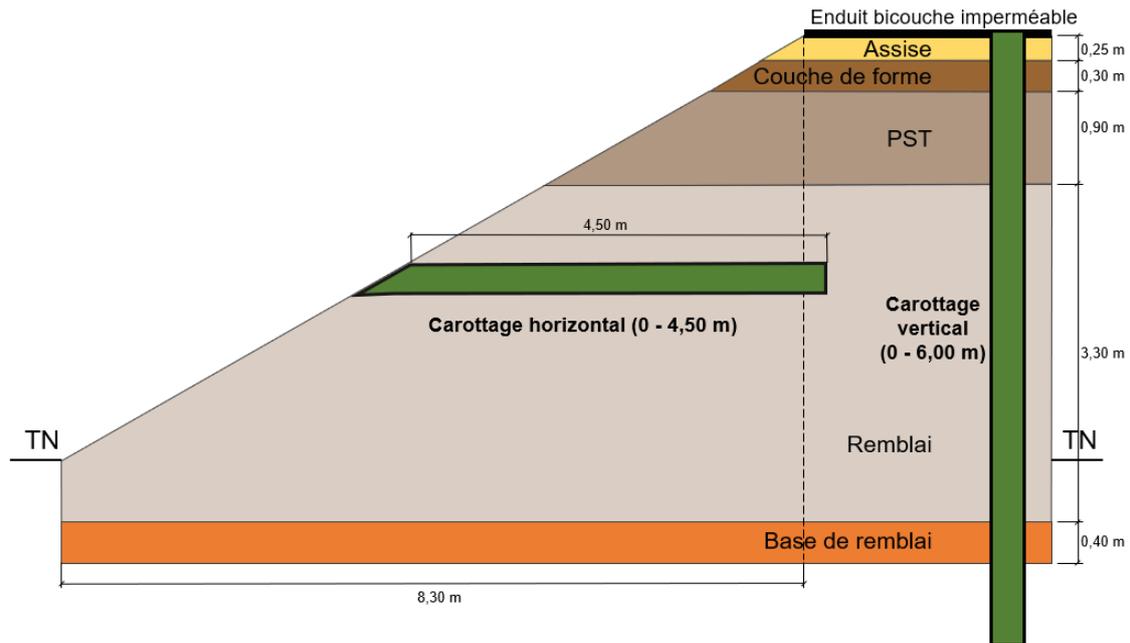


Figure II.27. Implantation des sondages carottés.



Figure II.28. Carottages horizontaux et verticaux effectués en 11/2023.

Durant la campagne de prélèvement, un carottage horizontal de 4,50 m et un carottage vertical de 6,00 m ont été effectués pour chaque casier (Figure II.28). Les carottes ont ensuite été stockées en laboratoire à une température de 20 ± 5 °C dans des tubes hermétiques d'un diamètre interne de 100 mm et d'une longueur de 1,50 m.

2.3.4. Conclusion sur les campagnes d'essais et de prélèvements

Les différents essais pénétrométriques effectués dans les différents casiers d'Héricourt ont permis d'évaluer l'état mécanique de l'ouvrage 11 années après sa construction. Les valeurs de résistance de pointe et de frottement latéral obtenues sur les casiers en sol traité ont montré des

performances mécaniques élevées ($q_c > 5$ MPa et $f_s > 0,25$ MPa). Les performances mécaniques évaluées en tête et au cœur de l'ouvrage semblent suggérer que les performances du traitement sont intactes dans ces parties du remblai. En revanche, les résultats obtenus à partir des essais pénétrométriques dynamiques à charge variable montrent une baisse des performances mécaniques au niveau de la bordure du remblai. Les différents carottages effectués dans chaque casier ont permis d'extraire le matériau au niveau de la bordure. A partir du matériau prélevé, différents essais ont été effectués, dont les dispositifs expérimentaux de laboratoire sont présentés dans la partie suivante.

2.4. Dispositifs expérimentaux

L'objectif de cette partie est de présenter les différents dispositifs expérimentaux ayant permis de déterminer l'évolution des performances du sol prélevé. L'ensemble des essais effectués sont présentés dans trois différentes catégories permettant d'évaluer : le comportement hydromécanique, la microstructure et l'état physico-chimique du matériau prélevé. Enfin, différentes méthodes permettant la simulation des cycles hydriques et la carbonatation du matériau sont présentés.

2.4.1. Caractérisation de l'état hydromécanique du sol prélevé

2.4.1.1. Essais œdométriques

Des essais œdométriques ont été effectués à partir de prélèvements effectués dans le sol carotté (Figure II.29). Afin de minimiser l'impact de la préparation des éprouvettes, les carottes de sol ont d'abord été coupées à l'aide d'une scie à découper équipée d'un fil diamanté. De l'eau a été utilisée pour refroidir le fil pendant la découpe. La hauteur des éprouvettes après la découpe était de 15 ± 3 mm. Le diamètre de chaque éprouvette a ensuite été ajusté à la taille souhaitée avant les essais.

Dans le cadre de l'étude de l'état de cimentation à long terme du sol, et afin de pouvoir déterminer le facteur de sensibilité S_σ , la courbe vierge du sol a été déterminée (Figure II.30).

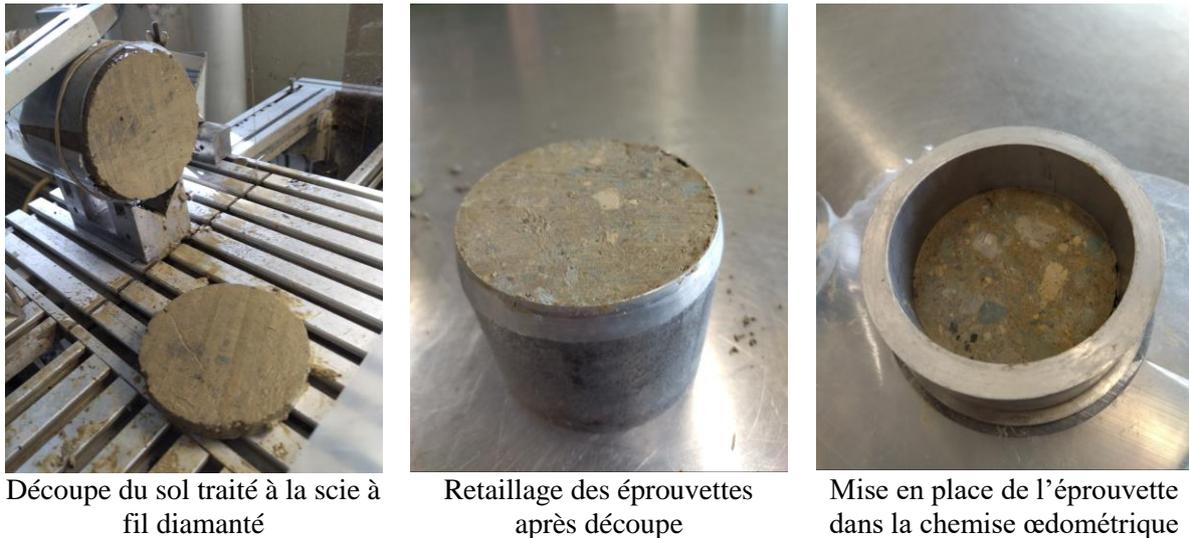


Figure II.29. Préparation des éprouvettes et mise en place dans la chemise œdométrique.



Figure II.30. Préparation du sol non traité afin d'obtenir la courbe vierge du matériau.

Le sol non traité prélevé dans le casier 1 du remblai a été séché à l'étuve, puis broyé finement. Le sol a ensuite été humidifié à la limite de liquidité du matériau, soit 71 %. La pâte de sol ainsi produite a ensuite été insérée délicatement dans une bague œdométrique.

2.4.1.2. Essais de retrait

Des essais de retrait ont également été réalisés pour évaluer le comportement au retrait des échantillons provenant du remblai, la chaux et le ciment modifiant les caractéristiques de gonflement et de retrait des sols expansifs. Sur chaque section de l'ouvrage, des tests de retrait ont été réalisés dans la partie intérieure (à 0,30 m de la surface) et dans la partie extérieure du remblai (à 6,50 m de la surface). Ces tests ont été préparés de manière similaire aux échantillons d'œdomètre. Le test de retrait est adapté de la norme française NF XP P94-060-2 (1997) en

remplaçant les capteurs de déplacement conventionnels par des capteurs laser pour mesurer à distance les retraits (Figure II.31).



Figure II.31. Essais de retrait adapté de la norme française NF XP P94-060-2 (1997).

Cette modification a considérablement réduit l'impact du dispositif de mesure sur l'enregistrement du retrait du sol. Pendant le processus de séchage, la masse du sol et sa variation de volume ont été enregistrées. Lors de la stabilisation de la masse, l'éprouvette a été placée en étuve pour déterminer sa teneur en eau.

2.4.2. Étude microstructurale

Pour l'étude microstructurale du sol, une méthode de préparation spécifique a été choisie. Les spécimens ont été façonnés en cubes avec des dimensions approximatives de 10 mm de côté. Les échantillons ont ensuite été soumis à un processus de lyophilisation en les plongeant dans de l'azote liquide à une température de -196°C . Ils ont été placés dans une chambre à vide afin d'enlever l'eau du sol par sublimation (Figure II.32). Ce protocole limite l'impact du séchage sur la microstructure du sol (Cuisinier & Laloui, 2004). Les cubes de sol ont ensuite été conservés dans un contenant hermétique jusqu'à utilisation.

La microstructure des échantillons a été évaluée pour différentes éprouvettes plus ou moins proche de la surface du talus par porosimétrie à intrusion de mercure (MIP). La technique MIP consiste à augmenter la pression du mercure par étapes tout en enregistrant le volume de mercure injecté pour chaque incrément de pression. La loi de Jurin-Laplace (équation 2.1) est utilisée pour déterminer le rayon des pores associé à chaque incrément de pression de mercure, en supposant que les pores du sol sont des canaux d'écoulement cylindriques.

$$r = \frac{2T_s \cos \alpha}{P} \quad (2.1)$$

L'équation prend en compte la tension superficielle du liquide (0,485 N.m⁻¹ pour le mercure et 0,07275 N.m⁻¹ pour l'eau), l'angle de contact de l'interface fluide-solide (0° pour l'air-eau et en moyenne 140° pour l'interface mercure-air dans les sols) et la différence de pression entre les deux interfaces (Pa). L'essai MIP fournit le volume cumulé de mercure intrus en fonction du rayon de pore équivalent. La pression de mercure dans le porosimètre est continuellement augmentée de 0,008 à 410 MPa, ce qui correspond à un rayon de pore intrus allant de 90 µm à 0,0018 µm. Pour analyser davantage les données MIP, Juang & Holtz (1986) ont proposé de déterminer la fonction de densité de taille de pore (PSD) de l'échantillon, qui est définie comme le volume de mercure injecté à un incrément de pression donné correspondant à des pores ayant un rayon $r_i \pm (\Delta \log r_i)/2$ (équation 2.2).

$$f(\log r_i) = \frac{\Delta V_i}{\Delta(\log r)} \quad (2.2)$$



Azote liquide utilisée pour la préparation des cubes de sol



Sublimation de l'eau présente dans les cubes



Éprouvettes préparées avant observation au MEB

Figure II.32 Préparation des cubes de sol pour les essais MIP et les observations au MEB.

Cependant, il est important de noter que des pores plus larges peuvent être remplis depuis l'extérieur sans que le mercure ait besoin de pénétrer à travers les pores les plus petits. Néanmoins, des pores larges à l'intérieur de l'échantillon peuvent ne pas être remplis tant que des pressions élevées ne sont pas atteintes en raison de l'effet d'étranglement, et leur volume est donc interprété comme appartenant à des pores beaucoup plus fins.

Pour compléter l'analyse microstructurale des échantillons, des observations au microscope électronique à balayage (MEB) ont été réalisées à l'aide d'un microscope Hitachi SU5000 ©.

Avant les observations, un revêtement d'or a été appliqué sur les échantillons sur une surface de fracture fraîche (Figure II.32).

2.4.3. Étude physicochimique du sol

Afin d'évaluer la composition chimique du sol, différents essais ont été effectués.

La mesure du pH a été effectuée selon la norme ASTM D4972–19 (2019). Le pH est un indicateur essentiel car un environnement à pH élevé est nécessaire pour le développement des composés cimentaires dans le sol (par ex. Boardman et al., 2001). Ainsi, des mesures de pH des échantillons de sol ont été réalisées à l'aide d'un pH-mètre SG23 ©. Les échantillons ont d'abord été tamisés à 2 mm, humidifiés dans de l'eau distillée à une teneur en eau de 500% pendant 1 heure, puis stockés à 20 °C. Le pH de la solution résultante a ensuite été mesuré. Afin de prévenir tout effet néfaste dû au séchage et à la température (processus de carbonatation), le sol a été testé à sa teneur en eau naturelle, sans séchage à l'étuve.

D'autres essais tels que la fluorescence des rayons X, la diffraction des rayons X ou l'analyse thermogravimétrique du sol ont été réalisés à des fins similaires, en précisant si la chaux a été convertie en hydrates, en portlandite ou en carbonates. La composition élémentaire des échantillons de sol a été déterminée par l'essai de fluorescence des rayons X microscopiques (μ -XRF) avec un spectromètre M4 Tornado © (Bruker AXS © microanalysis) équipé d'un détecteur à dispersion d'énergie (SDD) et d'une source de rayons X au rhodium. Pour minimiser les erreurs de mesure des données, l'échantillon de sol en poudre a été pressé en une pastille avec une force de 30 Mg pendant 45 s dans une presse à pastilles μ -XRF (Figure II.33). Les résultats sont exprimés sous forme d'oxydes et ne fournissent pas d'informations sur la forme minérale de chaque composant.

Des essais de diffraction des rayons X en poudre (DRX) ont également été réalisés sur un diffractomètre Bruker AXS D8 Advance © utilisant un rayonnement $\text{CuK}\alpha$ avec une longueur d'onde de 0,154 nm. Le logiciel DIFFRACplus EVA © a été utilisé pour l'identification des phases minéralogiques. Ce logiciel permet de déterminer la composition du matériau à partir d'une bibliothèque de référence de valeurs d'angles de diffraction d'espèces minéralogiques. L'analyse a été réalisée sur des échantillons en poudre orientés de manière aléatoire (Figure II.33).

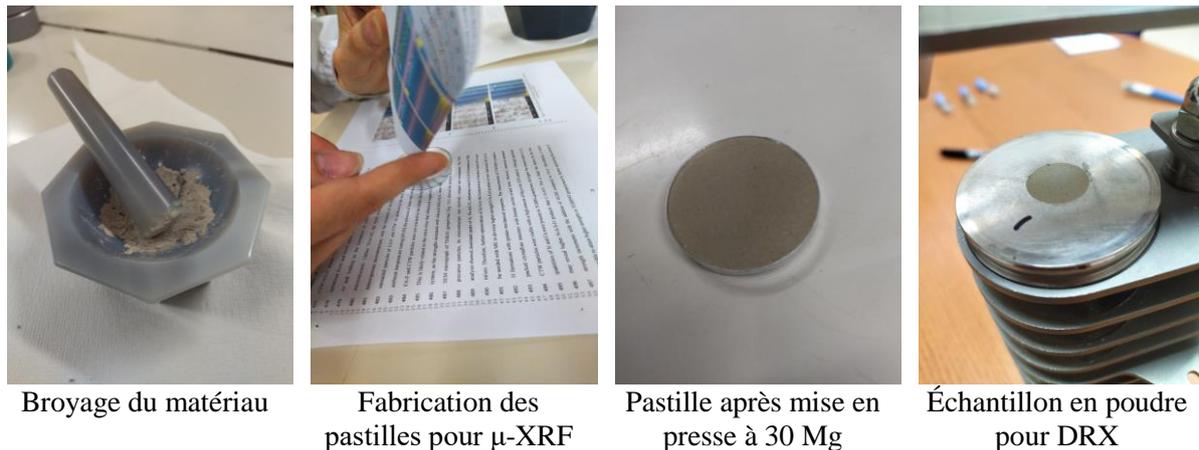


Figure II.33. Préparation du matériau avant analyse physicochimique.

L'analyse thermogravimétriques (TGA) du sol a également été réalisée à l'aide d'un instrument Netzsch STA449F3 Jupiter ©. Le matériau finement broyé pesant environ 50 à 100 mg a été chauffé sous atmosphère d'argon, la température ambiante a augmenté jusqu'à 1000 °C à une vitesse de 10 °C min⁻¹. Les résultats ont été traités à l'aide du logiciel Netzsch Proteus ©. La première dérivée des courbes thermogravimétriques (DTG) permet d'obtenir des mesures précises des données de pic. Les courbes DTG ont été utilisées pour identifier la plage de perte de masse attribuée aux hydroxydes de calcium, aux hydrates et aux carbonates de calcium.

2.4.4. Simulation des conditions environnementales

Le dernier chapitre de ce document porte sur la simulation en laboratoire de sollicitations environnementales. Les éprouvettes exposées à ces conditions proviennent de la partie interne du casier n°2 traitée à 4% de chaux. Les différents essais effectués sur ces éprouvettes ont montré que le comportement mécanique et la composition chimique n'avaient pas été altérée au cours du temps. L'objectif est donc d'altérer artificiellement ces éprouvettes à partir de dispositifs expérimentaux, puis d'étudier leur évolution mécanique, physicochimique et microstructurale.

Une série d'éprouvettes a été soumise à des cycles de séchage et d'humidification de différentes amplitudes. Pour les cycles de faible amplitude (humidification par saturation, séchage à succion contrôlée allant jusqu'à 8 MPa), des œdomètres à succion contrôlée ont été utilisés. Dans cette technique, une membrane semi-perméable est introduite entre la solution de macromolécules (c'est-à-dire le polyéthylène glycol, PEG 6000) et l'échantillon de sol non saturé (Figure II.34). Cette membrane permet les échanges d'eau, les variations de succion sont ainsi contrôlées par le phénomène d'osmose. Plus la concentration en macromolécules de la

solution est élevée, plus la succion imposée est élevée (Williams & Shaykewich, 1969). Un dispositif similaire à l'œdomètre osmotique proposé par Kassiff & Shalom (1971) et utilisé par plusieurs auteurs a été utilisé (Cuisinier & Masrouri, 2005; Stoltz et al., 2014). Dans le dispositif, une contrainte normale de 5 kPa a été imposée pour assurer le contact entre le bas de l'éprouvette et la membrane semi-perméable. La durée d'un cycle a été déterminée à partir de la stabilisation de la hauteur du sol. Le temps de séchage et d'humidification a été normalisé à 7 j, la durée d'un cycle complet a ainsi été fixée à 14 j.



Figure II.34. Matériel nécessaire à la simulation des cycles de séchage et d'humidification.

Dans le cas des cycles de grande amplitude, la deuxième procédure de simulation passe par le contrôle de l'humidité relative du sol en enceinte climatique (Figure II.34). Cette méthode de simulation a été inspirée de la littérature (Stoltz et al., 2014; Mehenni et al., 2020). L'humidification a été réalisée par immersion dans l'eau pendant 48 heures. La phase de séchage a été réalisée dans une enceinte climatique (SECASI Technologies SH-600 ©) à une température de 20 °C et une humidité relative de 85 % ou de 50 % pendant 120 heures. Ces humidités relatives correspondent respectivement à des succions appliquées de 30 MPa et de 95 MPa.

Enfin, un essai a été effectué en suivant directement la norme ASTM D559-03 (1995), correspondant à un séchage en étuve à 65 °C pendant 16 h et à une immersion pendant 8 h. Ce dernier essai n'a pas pu être analysé étant donné l'état physique de l'éprouvette après un cycle (Figure II.35).



Figure II.35. Éprouvette traitée soumise à un cycle ASTM D559-03 (1995).

Ce dernier essais effectué suivant la norme ASTM D559-03 (1995) permet de montrer l'importance de l'imposition d'une amplitude de succion cohérente avec des données *in situ*.

2.5. Conclusion

Le chapitre 2 a permis tout d'abord de déterminer l'état initial du remblai expérimental d'Héricourt au moment de sa construction en 2011. De nombreuses informations concernant la géométrie de l'ouvrage, le choix et la caractérisation des matériaux de constructions sous différentes modalités de traitement ainsi que les dispositions constructives ont été présentées afin d'établir un état initial de l'ouvrage. La description de l'instrumentation mise en place dès la construction et l'analyse des données obtenues à partir des différents capteurs présents dans l'ouvrage a également permis d'évaluer les amplitudes et durées des cycles hydriques et thermiques auxquels le remblai a été exposées depuis sa construction. Ainsi des cycles hydriques de faible amplitude (0 à 300 kPa) ont pu être enregistrés à 0,25 m de distance horizontale à la surface du talus. Les relevés thermiques à cette même position révèlent également que l'eau dans le sol n'a pas gelé. Dans la partie interne de l'ouvrage les variations hydriques et thermiques sont de plus faible intensité.

Les résultats d'essais pénétrométriques ont également été présentés au cours de ce chapitre. Ces données ont permis d'évaluer le comportement mécanique du sol au niveau de la bordure du remblai et en tête de l'ouvrage. Les résultats des essais pénétrométriques ont mis en évidence une frange altérée au niveau de la bordure du talus du remblai. Cette zone altérée n'a pas été détectée en tête de remblai lors des essais CPT-U, où les performances mécaniques du matériau traité sont élevées. Ces résultats semblent indiquer que la couche imperméable présente en tête de remblai a significativement protégé les couches supérieures de l'ouvrage.

Différents essais ont pu être présentés au cours de cette étude, ces derniers ont pour objectif principal d'évaluer l'état, hydromécanique, physicochimique et microstructural du matériau 11 années après la construction. L'analyse des résultats obtenus pour ces différents essais est présentée dans les prochains chapitres.

Chapitre III. Impact des conditions environnementales sur le comportement hydromécanique d'un sol traité prélevé dans un remblai expérimental

L'ensemble des instruments de mesure installés dans le remblai dès sa construction a permis d'évaluer l'évolution de la température, de la teneur en eau volumique et de la succion dans différentes parties de l'ouvrage. Les résultats des essais pénétrométriques effectués en 2021 sur le remblai ont également été présentés et ont montré une chute des performances mécaniques du sol au niveau de la partie externe de l'ouvrage. Des prélèvements ont été effectués par carottage au niveau de la bordure du remblai pour évaluer plus finement l'évolution hydromécanique du matériau traité en fonction de sa position dans l'ouvrage, et de son exposition plus ou moins directe aux conditions environnementales.

Dans ce contexte, l'objectif de ce chapitre est d'évaluer le comportement hydromécanique du casier 1 et 2 traités à 4 % de chaux et du casier 3 traité avec un mélange de 2 % de chaux et 3 % de ciment. Différents essais ont été effectués sur des éprouvettes provenant des carottages horizontaux effectués sur chaque casier. Les caractéristiques de compactage (w , ρ_d) ont tout d'abord été évaluées 11 ans après la construction de l'ouvrage. Ces mesures ont pu être comparées aux caractéristiques de compactages de références déterminées en amont de la construction.

Pour évaluer la compressibilité du sol, des essais œdométriques ont été effectués à différentes distances horizontales de la surface du talus de l'ouvrage. Les résultats ont été comparés à la courbe de compression du sol non traité, prélevé dans la partie inférieure du casier 1. Des essais de retrait complémentaires ont également été effectués pour étudier l'effet du traitement sur le

retrait et le gonflement. Enfin, l'analyse des données enregistrées par l'intermédiaire des sondes tensiométriques et TDR a permis de déterminer les amplitudes des cycles hydriques et thermiques auxquels le sol traité a été soumis en bordure de remblai.

Ce chapitre est présenté tel qu'il a été publié dans *Geotechnics*.

***In Situ* Alteration of the Hydro-Mechanical Behaviour of a Compacted Stabilised Expansive Soil**

Nicolas Chabrat, Olivier Cuisinier, Farimah Masrouri

Publié dans *Geotechnics*, Volume 3, Septembre 2023

Abstract: This paper assesses the performance of an embankment constructed in 2010 with a stabilised expansive soil. Two types of treatment were employed at construction time: 4% lime and a mix of 2% lime and 3% cement. A sampling campaign was carried out in 2021 to evaluate the long-term performance of the stabilised soil properties. To assess the compressibility of the soil, oedometer tests were carried out on samples from different parts of the embankment. The results were compared to the compression curve of the untreated soil, also sampled in the same embankment. Complementary shrinkage tests were performed to investigate the effect of the treatment on swelling and shrinkage. The obtained results show that the yield stress of the material from the outer part was inferior to 100 kPa, similarly to the yield stress of the untreated soil, demonstrating a strong alteration in the effect of both treatments over time. This alteration was noticeable to a distance of approximately two metres from the external surface. Beyond this distance, the performance of the soil was comparable to the behaviour of recently treated soil, with yield stresses close to 1000 kPa. These observations, similar for each treatment dosage, raise questions as to the durability of the treatment on the outer part of the backfill.

Keywords: soil stabilisation; durability; expansive soils; compressibility; shrinkage.

3.1. Introduction

Soil treatment with lime and/or cement is widely used in geotechnical engineering to improve low-quality soils for the construction of structures such as pavements, embankments, etc. The treatment improves the mechanical characteristics of the material, such as strength and elastic modulus, by creating cementitious bonds between the soil particles (Brandl, 1981; Consoli et al., 2020; Guidobaldi et al., 2018; Sivapullaiah et al., 2000). Soil treatment is also widely used to lower the swelling and shrinkage characteristics of expansive soils (Nalbantoglu and Tuncer, 2011; Vitale et al., 2020; Wang et al., 2020).

Aside from the short-term benefits of using a treatment, a key issue is the long-term behaviour of the treated soil. Numerous laboratory studies have highlighted the detrimental effects of exposure to climatic conditions on the long-term characteristics of treated materials. Freezing–thawing cycles (Consoli et al., 2017, 2014; Dempsey and Thompson, 1967; Lu et al., 2020; Poncelet and François, 2022; Tiwari et al., 2021), leaching (De Bel et al., 2005; Deneele et al., 2016; Khattab et al., 2007; Le Runigo et al., 2011, 2009; McCallister and Petry, 1991) and carbonation processes (Das et al., 2022b; Deneele et al., 2021; Ho et al., 2018; Nakarai and Yoshida, 2015; Xu et al., 2020; Yi et al., 2016) are known to alter the beneficial effect of treatment on soil properties. Some authors also showed that alternating dry and wet periods induce a progressive reduction in the mechanical performance of treated soils (Consoli et al., 2017; et al., 2007; Khoury and Zaman, 2007; S. Liu et al., 2019). For instance, Nabil et al. (2020) studied the impact of subsequent wetting and drying periods on an expansive soil treated with 4% of lime (Nabil et al., 2020). These hydric cycles induced a decrease of up to 80% of the compressive strength in stabilised specimens after six cycles. Rosone et al. (2018) showed that multiple wetting and drying cycles applied on a lime-treated clay could lead to irreversible changes in its shrinkage and swelling behaviour (Rosone et al., 2018). Other studies (Mehenni et al., 2020; Stoltz et al., 2012; Wassermann et al., 2022) adapted the experimental procedures for water cycling by controlling the suction in the specimens, highlighting that the amplitude of the cycles controls the intensity of the degradation effects on the treatment. Thus, several concerns exist regarding the long-term characteristics of treated soils exposed to climatic conditions.

The *in situ* conditions experienced by soil-treated structures are a combination of natural hydric, thermal and/or chemical variations, depending on the type of structure and its location. Despite the need to assess the service life of treated earth structures, little is known about the *in situ* performance of such stabilised materials several years after construction, and very few studies are available, especially in the case of stabilised expansive soils (Cuisinier and Deneele, 2010; Das et al., 2021b; Rosone et al., 2018). Existing studies faced various issues due to the lack of knowledge about the initial conditions of the stabilised soil at the time of construction, making an analysis of the performance evolution over time difficult. Previous studies have rarely focused on evaluating the performance several years after construction. For instance, only a few authors studied the performance of expansive clays treated with lime in the 1970s (Akula et al., 2020; Herrier et al., 2012). Akula et al. (2020) showed that the amount of treatment product was sufficient to maintain a satisfactory performance without extensive comparison with initial parameters (Akula et al., 2020). Cuisinier et al. (2012) studied the temporal evolution of the properties of a treated material for an embankment 7 years after its construction (Cuisinier et al., 2012). A series of triaxial tests revealed a significant disparity in results between the different specimens. The effects of treatment vanished in different samples, while others showed a significantly higher performance than the untreated soil. This disparity has been attributed to the nature of the soils and the weathering of certain areas of the structure, and it has raised questions as to the execution method at the time of construction. Therefore, it is difficult to decipher the relative impact of initial conditions and the role of climatic conditions to which the tested soil has been exposed.

The main purpose of this paper is to improve the understanding of the effect of exposure to realistic climatic variations on the performance of stabilised expansive compacted clayey soils. Based on the state of the art of the *in situ* performance of treated soils, it was decided to identify a structure with known initial parameters and extensive control of execution during construction. The experimental embankment selected in this work was built in Héricourt (France) in 2010 as a part of a French research program. The earth structure was constructed with an expansive clayey soil treated with lime and with a mixture of lime and cement. The construction was extensively monitored (Froumentin, 2012), and soil parameters such as moisture content, temperature and suction were measured over time until this study. Many studies related to the embankment regarding soil–atmosphere interactions have been performed (Bicalho et al., 2015; An et al., 2016; Boussafir et al., 2016; An et al., 2017a; Boussafir et al.,

2018; Bicalho et al., 2018). In this paper, the characteristics of the material used and the structural characteristics of the earth structure are first detailed. Then, the sampling campaign is explained. Next, the results from compression and shrinkage tests are presented and discussed. The effect of the exposure to climatic conditions on the hydromechanical behaviour of the soil is then evaluated eleven years after completion.

3.2. The experimental embankment

3.2.1. Soil Characterisation

The embankment was constructed with a clayey soil extracted near the construction site. The soil is an inorganic clay of high plasticity (CH group) according to the Unified Soil Classification System, and its characteristics are given in Table III.1. Smectite and muscovite have been identified as the main minerals. The swelling potential of the soil at the optimum moisture content (OMC) was measured as 14.1%, while the swelling pressure of the material treated with 1% lime was 0.1% (Stoltz et al., 2012). The effect of lime treatment on the hydromechanical behaviour of the soil was also investigated in several studies (Stoltz et al., 2014; Wang et al., 2020).

Table III.1. Main geotechnical properties of the studied clayey soil.

Parameters	Values
Passing sieve 80 μm (%)	90
Clay size content (<2 μm) (%)	70
Specific gravity (-)	2.675
Liquid limit (%)	71
Plastic limit (%)	29
Plasticity index (%)	42

3.2.2. Design of the Embankment

The embankment is 5 m high with a slope of 1:2, and its width is 25 m at the base and 5 m at the top (Froumentin, 2012). The embankment was constructed with the clayey soil presented in Section 2.1 and was divided into 3 contiguous sections (Figure 1). For each section, the lower part (from 0.40 to 2.50 m of height) and the upper part (from 2.50 to 3.70 m of height) were

built with different treatment mixes (Table III.2). The base (from 0 to 0.40 m of height) and the top (from 3.70 to 5.15 m of height) of the embankment were not considered in this study.

Each layer was treated on-site by spreading quicklime/cement depending on the section (Froumentin, 2012). Two sections were treated with the same amount of lime to evaluate the repeatability of the construction procedures (Table III.2). The compacted untreated clay was used as a building material for the lower layers of section 1. The third section was treated with lime and cement. The quicklime used for the embankment was mainly composed of calcium oxide (97.2%), with a small proportion of magnesium oxide (0.96%). The cement selected was mainly composed of clinker (83%) and quicklime (14%). The binding agent and the soil were first mixed with a pulvimixer at optimum moisture content. Optimum moisture content was measured for each treatment at construction time by performing Proctor tests (Froumentin, 2012). The addition of treatment was directly controlled by the self-propelled spreader thanks to a honeycomb rotor, ensuring a longitudinal variation lower than 5% of the target dosage. The soil was then compacted using a sheepsfoot roller. The target dry density during construction was 95% of the maximum dry density (given for each treatment in Table III.3), according to available technical guidelines at the time of construction (LCPC, 2000).

Table III.2. Treatment dosage for each section of the embankment.

Section	1	2	3
Upper part	4% CaO	4 % CaO	2 % CaO + 3 % CEM II
Lower part	Untreated	4 % CaO	2 % CaO + 3 % CEM II

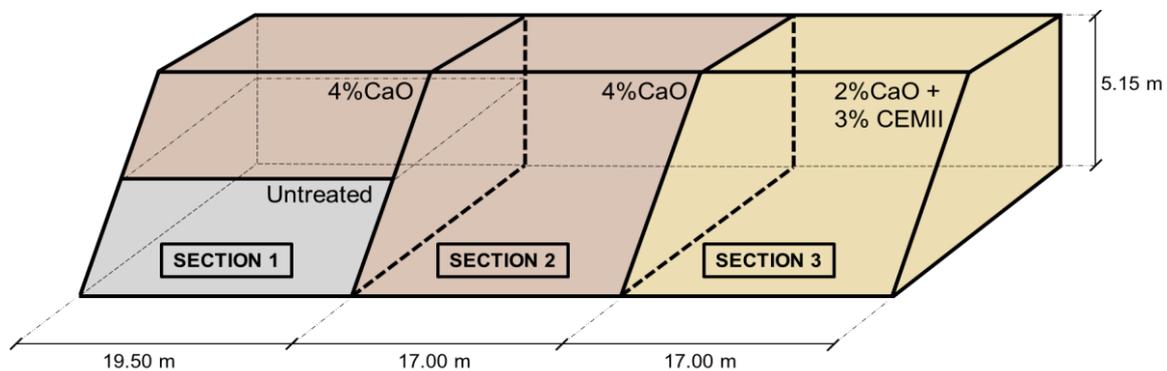


Figure III.1. Structure of the studied embankment.

The embankment was constructed with an excess width of 1 m beyond the finished structure. This excess width was removed at the end of the construction. This method was intended to avoid potential compaction heterogeneities at both sides of the backfill.

3.2.3. Backfill Characteristics at the Time of Construction

Throughout the construction, multiple tests were performed to determine the actual characteristics of each compacted layer, and each section was investigated. The moisture content of the material was controlled for each 0.30 m layer of stabilised soil. The dry density of each layer of soil was also measured using a gamma-densimeter. The results of these tests are shown in Table III.3, where they are compared to the target values of water content and dry density. The observed moisture contents showed that the soil was compacted on the dry side in the first two sections (33.0% for section 1 and 35.0% for section 2, both treated with 4% lime) and at optimum moisture content for section 3. For all sections, the compaction factor was higher than 100%, with a standard deviation of approximately 0.05 Mg/m³.

Table III.3. Compaction characteristics under normal Proctor energy of the treated clayey soil used for the embankment, compared to compaction characteristics measured at construction time for all sections.

Section	1	1	2	3
Treatment	0%	4% CaO	4 % CaO	2 % CaO + 3 % CEM II
w _{OMC} (%)	26.5	38.0	38.0	32.5
ρ _{d,Max} (Mg/m ³)	1.45	1.244	1.244	1.338
e _i (-)	0.84	1.15	1.15	1.00
w (%)	34.0	33.0	35.0	32.8
w-w _{OMC} (%)	+7,5	-5.0	-3.0	+0.3
ρ _d (Mg.m ⁻³)	1.380	1.364	1.319	1.395
ρ _d /ρ _{d,Max} (%)	95.2	109.6	106.0	104.3

3.2.4. Backfill Monitoring

The studied backfill was extensively monitored during its construction (Froumentin, 2012). Volumetric moisture content, suction and temperature were recorded every 8 h during the 11 years separating construction time and the sampling campaign in 2021. *In situ* thermal sensors

installed at 0.25 m from the surface did not indicate any temperature below 0 °C (Bicalho et al., 2015). In addition, *in situ* monitoring showed that suction was between 0 and 300 kPa in the first metre of the backfill (Boussafir et al., 2020). Beyond this distance, temperature and moisture variations were limited.

3.3. Experimental program

Samples were retrieved from the three sections of the embankment to assess the hydro-mechanical performances of the treatment. First, the operation method for sampling is discussed. Then, the storage method and sample preparation are presented. Finally, the experimental strategy is introduced.

3.3.1. Soil Sampling and Specimen Preparation

The sampling campaign was carried out in November 2021. Figure III.1 presents the different zones sampled during the operation. Horizontal coring was carried out in the upper part of the three sections, approximately 1.80 m above the natural ground level. Vertical coring was also performed in the three sections from the top of the embankment to sample the lower part of the embankment. Rotational coring with water as the drilling fluid was chosen in order to ensure the quality of the samples. A mean recovery rate of 97% was achieved for the cores.

All cores were stored at 20 ± 5 °C in sealed tubes with an internal diameter of 100 mm and a length of 1.50 m before testing. To minimise the effect of sample preparation, soil cores were first cut with a dicing saw equipped with a diamond wire. Water was used to cool the wire during cutting. The height of the specimens after dicing was 15 ± 3 mm. The diameter of each specimen was then adjusted to the desired diameter before testing.

3.3.2. Laboratory Tests

Gravimetric moisture content was directly determined from the core specimens in the days following the sampling campaign. The dry density and the void index were also assessed to evaluate the compaction state of the soil 11 years after construction. These compaction parameters were compared to the moisture contents and dry densities measured during construction (Table III.3).

One objective of the study was to assess the influence of cementitious bonds on the behaviour of quicklime-treated samples. Leroueil and Vaughan (1990) suggested using the compression curve of untreated soil as a reference to quantitatively determine the effect of soil structure on

its behaviour (Leroueil and Vaughan, 1990). In this way, the behaviour of a treated soil can be analysed similarly to that of a structured soil. Thus, the yield stress could be used to quantify the bonding associated with the treatment. In this context, oedometer tests were carried out according to the standard NF EN ISO 17892-5, and the untreated soil was employed as a reference to quantify bonding (AFNOR NF EN ISO 17892-5, 2019). After preparation and installation in the oedometer cell, all specimens were first saturated and then loaded up to a vertical stress of 7.0 MPa. The selected approach consists of comparing the compression curves of specimens coming from different horizontal distances, as shown in Figure III.2. Several tests on the horizontal cores (from 0 to 4.50 m of horizontal distance) and one on the vertical core were carried out for each part of the embankment (at the same height as the horizontal tests). An oedometer test was also performed on a sample from the untreated part of the embankment (lower portion of the first section, as shown in Table III.2). This test was used as a reference to quantify the effects of the treatment. To further analyse the results, the compression curves obtained were compared to the compression curves from treated samples prepared in the laboratory by (Stoltz et al., 2014), who extensively analysed the effect of lime on the compressibility of the same soil.

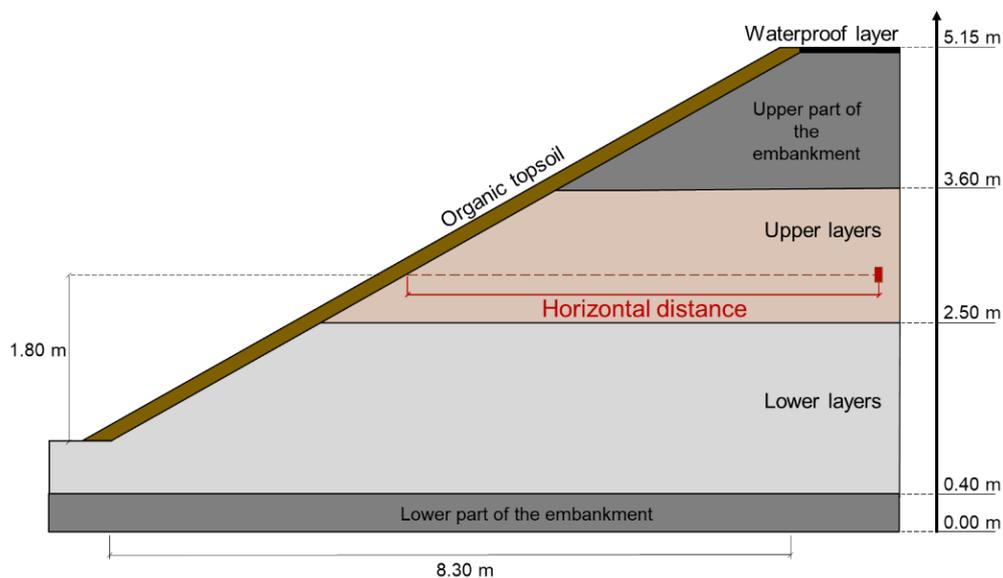


Figure III.2. Core-drilled zone in the upper and lower part of the embankment.

Shrinkage tests were also carried out to assess the shrinkage behaviour of the samples from the backfill since lime is known to alter swelling and shrinkage characteristics of expansive soils

(Khattab et al., 2007; Dash and Hussain, 2012; Stoltz et al., 2014; Rosone et al., 2018). On each section of the embankment, shrinkage tests were carried out in the inner part (0.30 m from the surface) and in the outer part of the embankment (6.50 m from the surface). These tests were prepared similarly to the oedometer samples. The shrinkage test was adapted from the French standard NF XP P94-060-2 by replacing conventional displacement sensors by laser sensors to remotely measure the shrinkages (AFNOR NF XP P94-060-2, 1997). This modification significantly reduced the effect of the measuring device on recording the soil shrinkage. During the drying process, the mass of the soil and its volume variation were recorded. At mass stabilisation, the sample was placed in the oven to determine the water content of the soil. Thus, the shrinkage curve as well as the shrinkage limit of each sample could be assessed.

3.4. Distribution of Water Content and Dry Density

Identification tests were first carried out along the horizontal axis (Figure III.2) to assess the state of the embankment at the time of sampling. Figure III.3a, Figure III.3b and Figure III.3c correspond to the moisture content and dry density evolution along the horizontal cores for section 1 treated with 4% lime, section 2 treated with 4% lime and section 3 treated with 2% lime and 3% cement, respectively. For section 1, the mean moisture content was 36.1% (Figure III.3). The average dry density was found to be 1.266 Mg/m³. In section 2, the average dry density was also 1.266 Mg/m³, while the average moisture content was 37.5%. The mean value of the moisture content in the section was 33.4%, while the average dry density was 1.284 Mg/m³. The densities and moisture contents found in section 3 were slightly different from those in the other sections, as the optimum moisture content depends on the treatment dosage. For all sections, the lowest water content values were found close to the edge of the backfill.

The 2021 measurements of moisture content and dry density determined in the embankment were compared to the state of the backfill at the time of its construction (Table III.3). For sections 1 and 2 of the backfill, the mean values of gravimetric moisture content were slightly higher in 2021 compared to the initial state of the backfill, with the difference being less than 2%. Both sections returned similar moisture contents. The same observation could be made for section 3 treated with lime and cement. Even though the cores were retrieved in November, moisture contents from all sections were slightly lower at the edge of the embankment. This could result from interactions with the atmospheric conditions over the lifetime of the embankment. Thus, it can be concluded that the inner part of the backfill exhibited a moisture content of the same order of magnitude as what was observed at the time of construction.

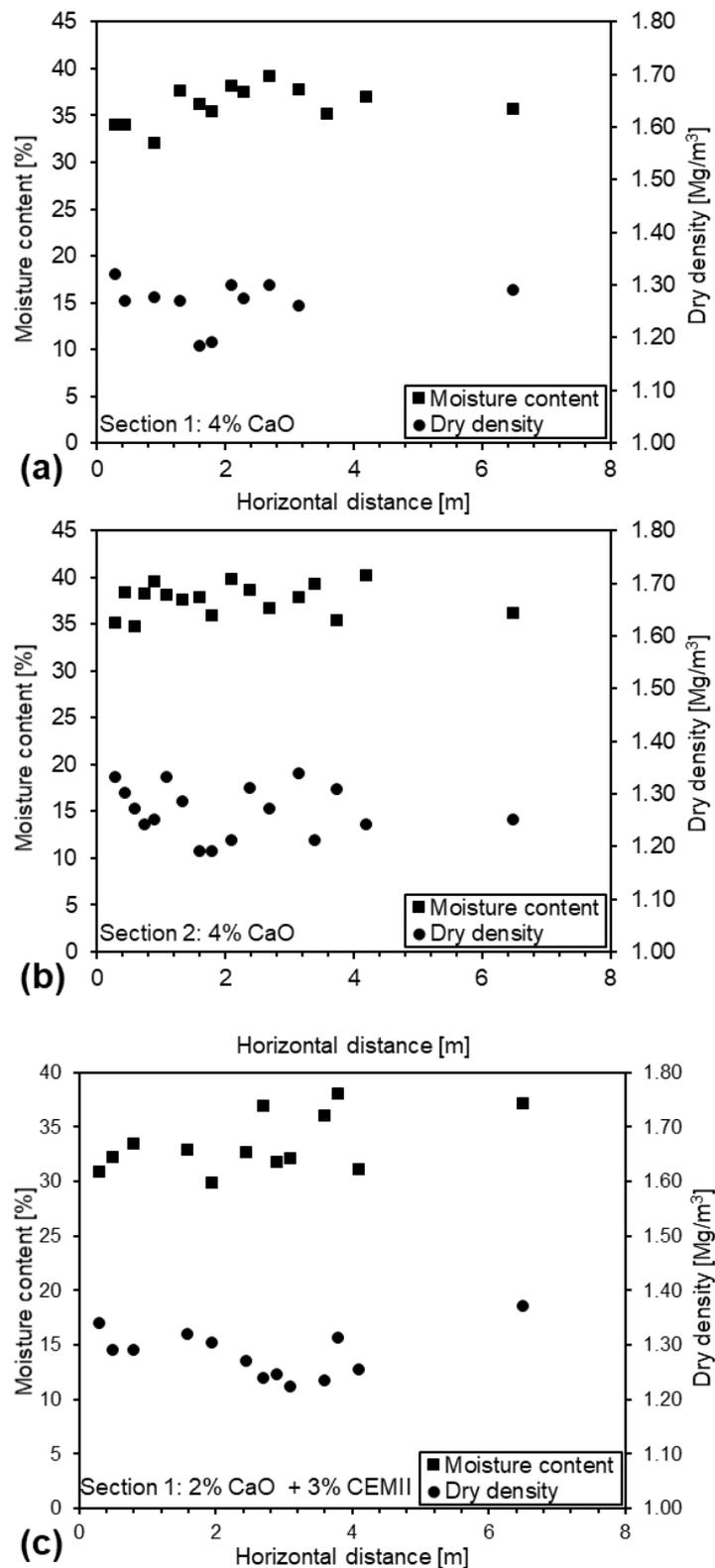
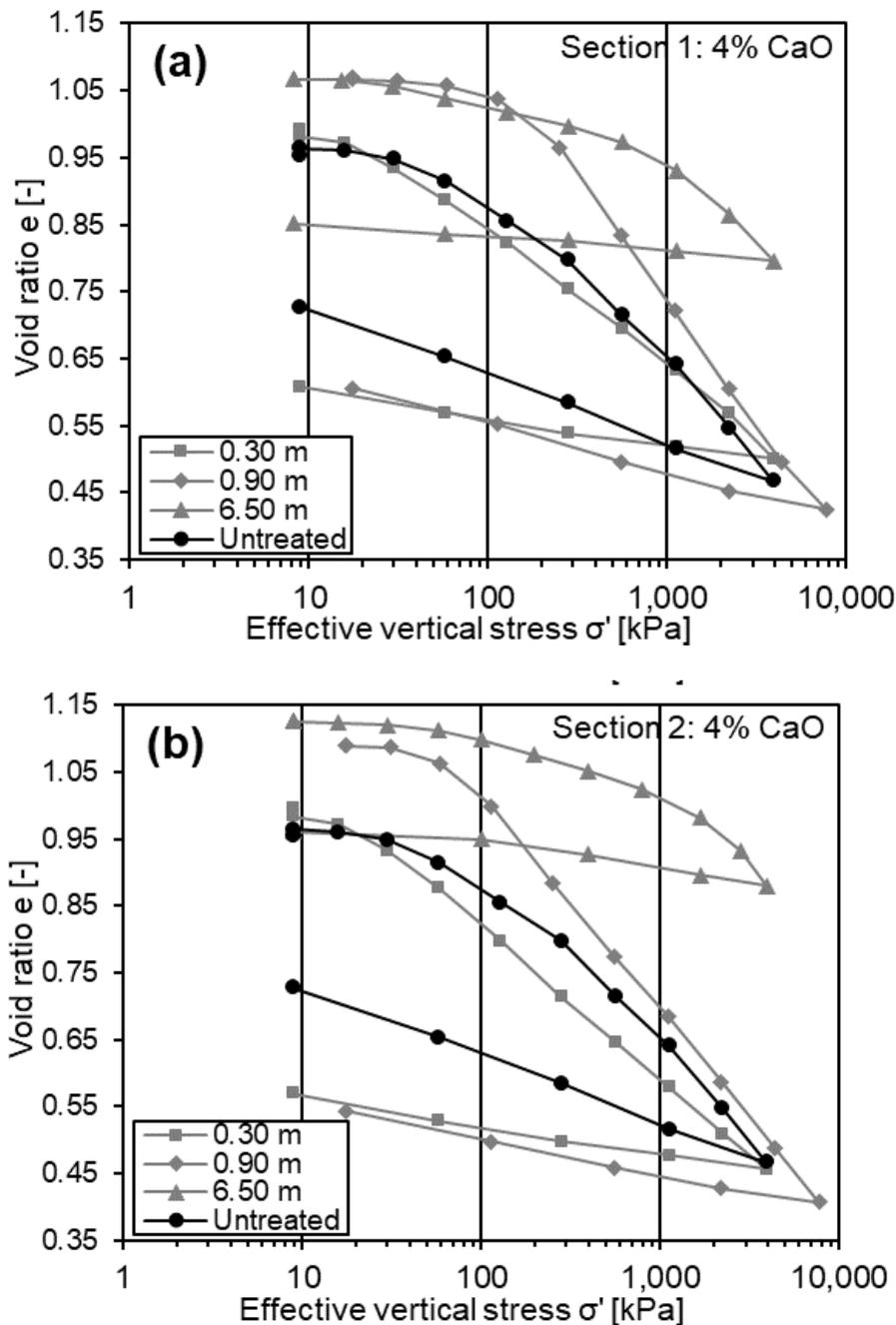


Figure III.3. Moisture content and dry density evolution along the horizontal cores for section 1 treated with 4% lime (a), section 2 treated with 4% lime (b) and section 3 treated with 2% lime and 3% cement (c), and compared to those measured at construction time.

3.5. Compression behaviour

Up to 17 oedometer tests were performed for each section. Examples of the compressibility results from specimens of each section are plotted in Figure III.4. The yield stresses are shown versus the horizontal distance from the edge in section 1 (Figure III.5a), section 2 (Figure III.5b) and section 3 (Figure III.5c). The results of these tests were compared to the curve obtained from the specimen taken from the untreated part of the backfill.



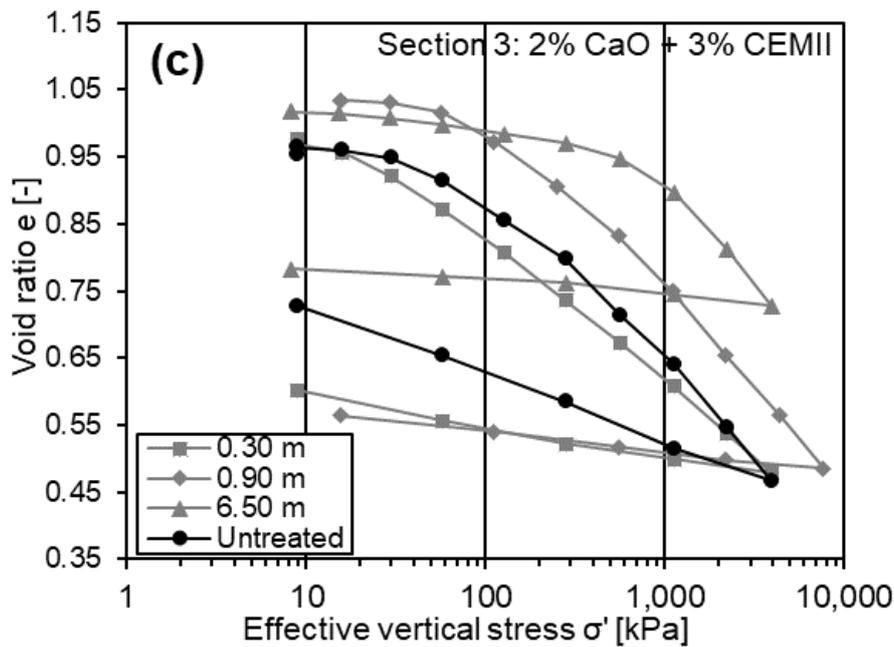


Figure III.4. Compression curves of specimens taken from various horizontal distances of section 1 (a), section 2 (b) and section 3 (c) of the embankment.

The results in Figure III.4 show that there was a significant difference between the behaviour of the samples from the edge of the backfill and the one retrieved from the inner part of the backfill. For instance, the compressibility curve of the sample from the edge in section 1 was very similar to that obtained from the untreated sample (Figure III.4a). The yield stresses determined from both curves were of the same order of magnitude, approximately 20 kPa. The swelling indexes C_s of the two specimens were also very similar. Similar conclusions could be drawn from the results obtained in sections 2 and 3. The yield stresses from the samples taken at 6.50 m were significantly larger than 1 MPa in each of the three sections. The compressibility of the samples taken at 0.90 m from the surface was intermediate between what was observed at the edge for all three sections.

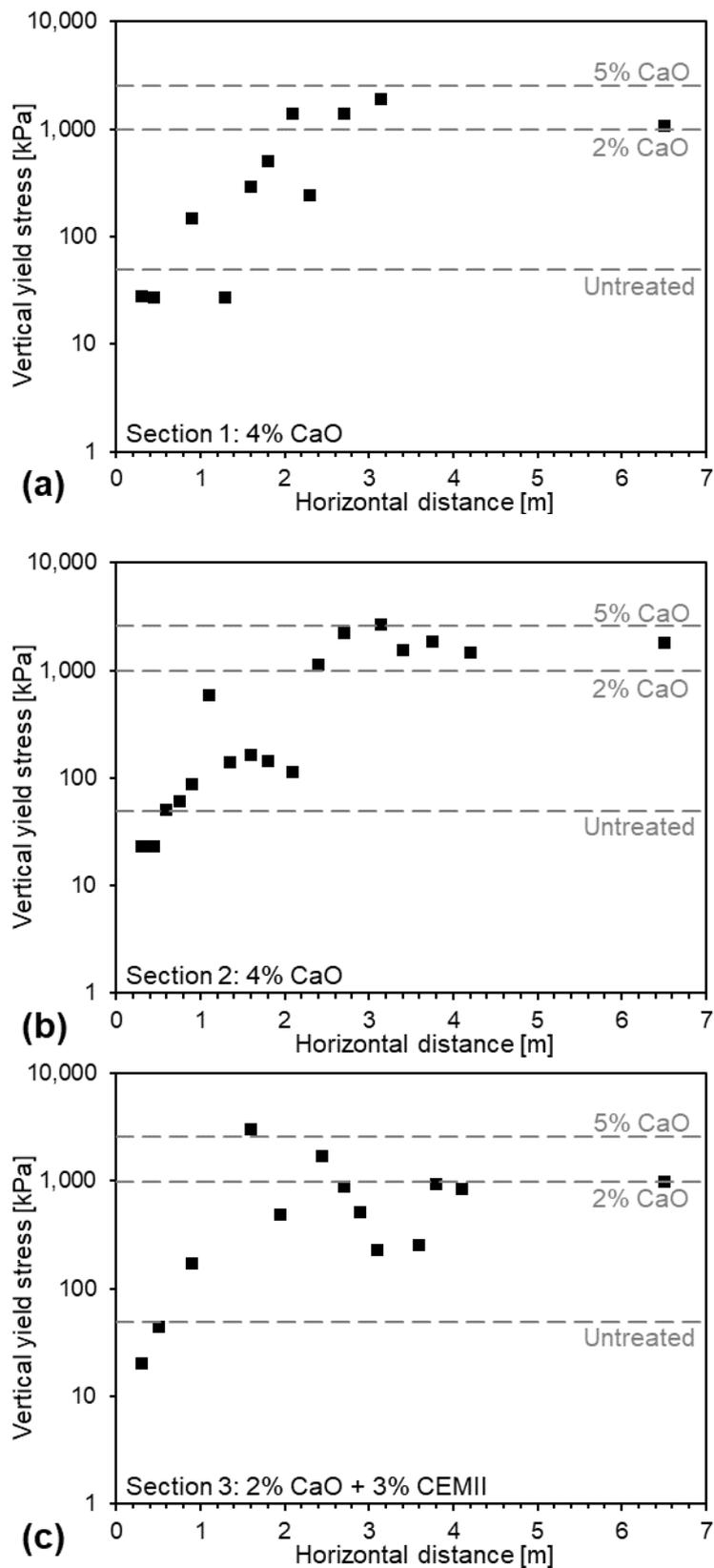


Figure III.5. Yield stress of specimens taken from various horizontal distances of section 1 (a), section 2 (b) and section 3 (c) and compared to the yield stress of the untreated clayey soil, and to the yield stress of specimens treated in laboratory at 2% and 5% lime.

Figure III.5 highlights the evolution of the compressibility of the samples from the outer part of the backfill towards its central part. The yield stresses increased progressively from approximately a few tens of kPa at the edge up to values larger than 1200 kPa more than 2.50 m from the surface. Between 2.50 and 6.50 m from the surface, the yield stresses remained almost constant. Similar conclusions could be drawn from the results obtained from the two other sections. The variability of the yield stress values was slightly larger in the case of the section treated with lime plus cement. The results show that the compressibility of the treated soil on the very edge of the sections was equivalent to the compressibility of the untreated soil. Towards the inner part, the yield progressively increased until it reached a stable value between 2.50 and 3 metres.

3.6. Shrinkage of the specimens

The shrinkage curves of all samples are displayed in Figure III.6 in the plot of void ratio e against water ratio e_w (water volume over solid volume). For each section, three results are presented: one obtained on a reference specimen from the untreated part of the embankment, one specimen from the edge of the embankment (0.30 m of horizontal distance) and one specimen from the inner part of the embankment (4.10 m of horizontal distance). The shrinkage potential values PSH and the shrinkage limits $e_{w,SL}$ were evaluated for each test and are presented in Table III.1.

The shrinkage curve of the untreated material started at a low void index of 0.87, in accordance with the targeted void index given in Table III.3. Along the drying path, the shrinkage limit $e_{w,SL}$ was reached at 0.35, corresponding to the end of the volume variation. Final volumetric shrinkage was assessed when the moisture content of the soil stabilised at a value of 22.8%.

The shrinkage curve of the clayey soil taken from section 1 is displayed in Figure III.6a, where it can be seen that the shrinkage behaviour of the samples differed significantly as a function of the sampling position. When the samples were taken near the surface, the shrinkage potential was significantly higher than that determined for samples taken 4.10 m from the edge. For instance, in section 1, the shrinkage potential decreased from 19.2% at the edge down to approximately 10.0%. Moreover, the shrinkage curves of the samples taken at 4.10 m exhibited a slope significantly smaller than that of the samples taken at 0.30 m, the latter being comparable to that of the untreated soil. For the three sections, the shrinkage limits of the

samples taken at 0.30 m from the surface were very similar to the limit of the untreated soil. It was more difficult to determine the shrinkage limit of the samples taken at 4.10 m since there was no clear indication of shrinkage stabilisation, even if the rate of shrinkage decreased upon drying. Similar tendencies were observed by (Stoltz et al., 2014) working on the same expansive soil after 90 days of curing.

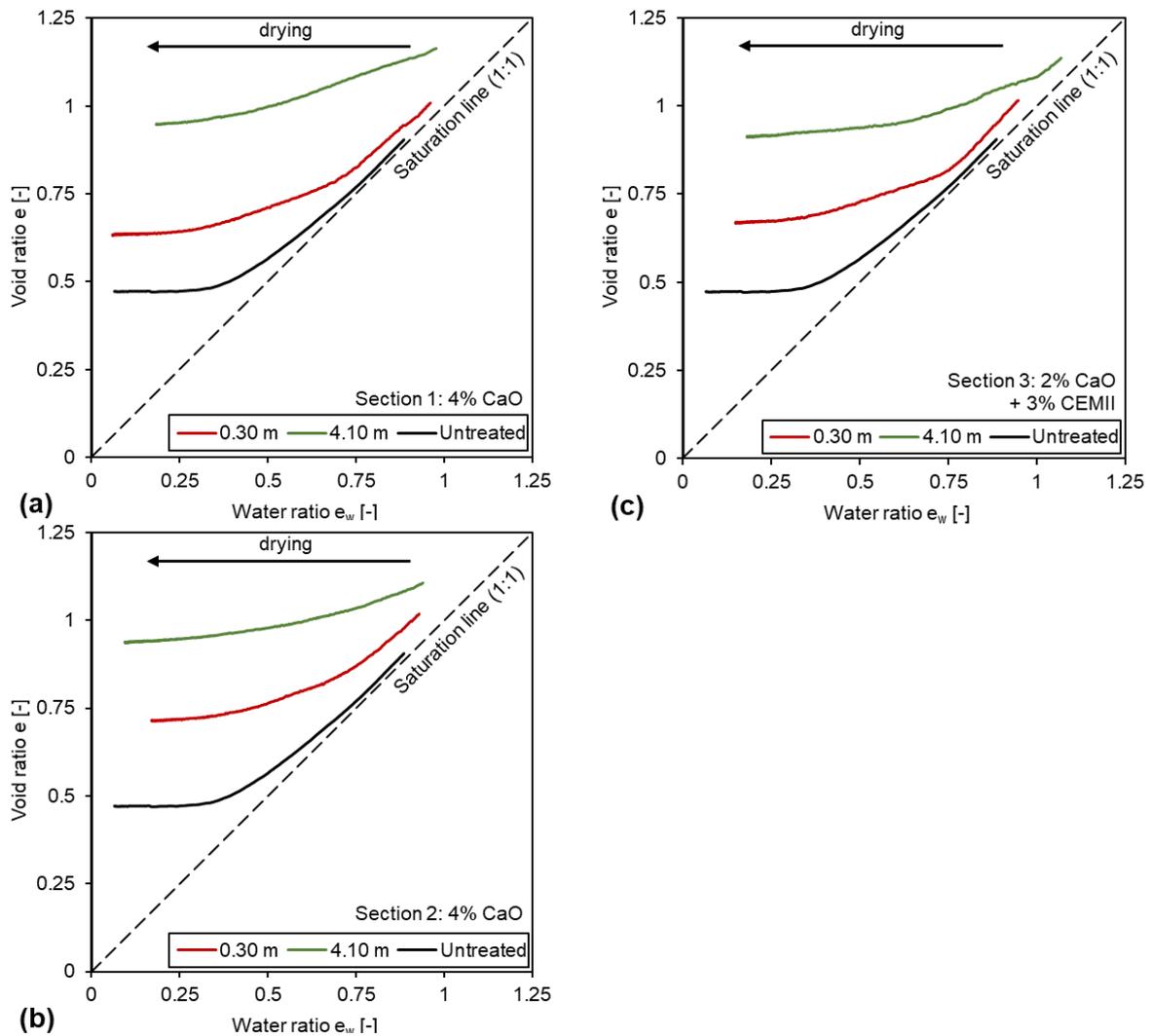


Figure III.6. Shrinkage curves of specimens from the edge and from the inner part of section 1 (a), section 2 (b) and section 3 (c) of the embankment, and compared to the shrinkage of the untreated sample.

3.7. Discussion

The performance of the stabilised soil 11 years after its construction was assessed through tests performed on the samples retrieved from the embankment.

For all sections, the three series of oedometer tests showed a progressive increase in yield stresses from the surface until approximately 2.50 m towards the inner part of the backfill. Beyond 2.50 m, the performance of the soil remained stable, with yield stress values higher than 1000 kPa. On the edge, the behaviour of the specimens was very close to the behaviour of the untreated soil. This shows that the treatment no longer significantly impacts the yield stress of the soil and its compressibility. The repeatability between sections 1 and 2, both treated with 4% quicklime, was noticeable: the performances of the treated soil were similar in both cases. The yield stress of the same treated clayey soil after 360 days of curing at a constant moisture content was determined in the laboratory by (Stoltz et al., 2014). It was equal to 3500 kPa with 5% quicklime and 1200 kPa with 2% quicklime. These results demonstrate that both the yield stresses of specimens from the inner part and those from treated specimens prepared and cured in the laboratory had the same order of magnitude. This could indicate that the inner part of the backfill was preserved from significant alteration since the time of construction, since the difference was limited to the first 2.50 m from the edge. The degradation observed on the outer part of the backfill cannot arguably originate from the initial compaction of the soil. The embankment was constructed with an excess width of 1.00 m, which was removed at the end of construction. This method is commonly chosen to limit compaction heterogeneities on the edge of earth structures. Furthermore, the low dispersion of dry density values presented for all sections in Figure III.3 indicates that the compaction homogeneity was still preserved 11 years after construction.

Lime is known to significantly limit the shrinkage potential of expansive soils (Dash and Hussain, 2012; Stoltz et al., 2012). The results of shrinkage tests are presented in Table III.4. For all sections, the total shrinkage of the samples from the inner part of the embankment was lower than those of the samples from the edge (approximately 20% at 0.30 m and approximately 10% at 4.10 m). The volumetric final shrinkage from 0.30 m was 22.8%. It was also close to the behaviour of the untreated sample. The shrinkage behaviour of the samples retrieved from the backfill can be compared to the shrinkage behaviour of this soil as determined in previous laboratory studies (Figure III.7). The shrinkage of the untreated soil was determined by Wang et al. (2020) and (Stoltz et al., 2014)). The shrinkage curve of the soil sampled *in situ* was very similar to the shrinkage curve determined in the laboratory. This highlights the quality of the samples retrieved from the site and the limited impact of the sampling protocol. The shrinkage

behaviour of the samples taken in the central part of the backfill was similar to the behaviour of a treated sample cured at a constant moisture content. The behaviour of the samples coming from the edge of the backfill was thus intermediate between the untreated soil and the cured treated soil. These results indicate that some alteration in the effect of lime stabilisation occurred on the edge of the backfill, while the inner part appeared to be protected from deleterious climatic actions.

Table III.4. Shrinkage limit water ratio and shrinkage potential measured on specimens from the three sections of the embankment.

Section	1		2		3		
Treatment	Untreated	4% CaO		4 % CaO		2 % CaO + 3 % CEM II	
Horizontal distance	/	0.30 m	4.10 m	0.30 m	4.10 m	0.30 m	4.10 m
$e_{w,SL}$ (-)	0.35	0.27	0.22	0.25	0.22	0.27	0.25
P_{SH} (%)	22.8	19.2	10.0	16.2	8.6	18.5	10.2

The degradation observed on the outer part of the backfill cannot arguably originate from the initial compaction of the soil. The embankment was constructed with an excess width of 1.00 m, which was removed at the end of construction. This method is commonly chosen to limit compaction heterogeneities on the edge of earth structures. Furthermore, the low dispersion of dry density values presented for all sections in Figure III.3 indicates that the compaction homogeneity was still preserved 11 years after construction.

The alteration process can nonetheless be partly explained by moisture content variations that are known to alter the behaviour of stabilised soils (Consoli et al., 2014; S. Liu et al., 2019). The moisture contents presented in Figure III.3 can be compared to those measured at construction time (Table III.3). Moisture content values from all sections increased slightly since construction time: from 33.0% to 36.1% for section 1, from 35.0% to 37.5% for section 2 and from 32.8% to 33.4% for section 3. However, the edge of the backfill was slightly drier than the inner part of the backfill. These results indicate that the moisture content of the inner part of the backfill has not changed significantly since the time of construction. These results are in line with the data collected by the *in situ* sensors (Bicalho et al., 2015; Boussafir et al., 2020). The moisture sensors installed at a horizontal distance of 4.50 m from the edge did not detect significant variations in volumetric water content.

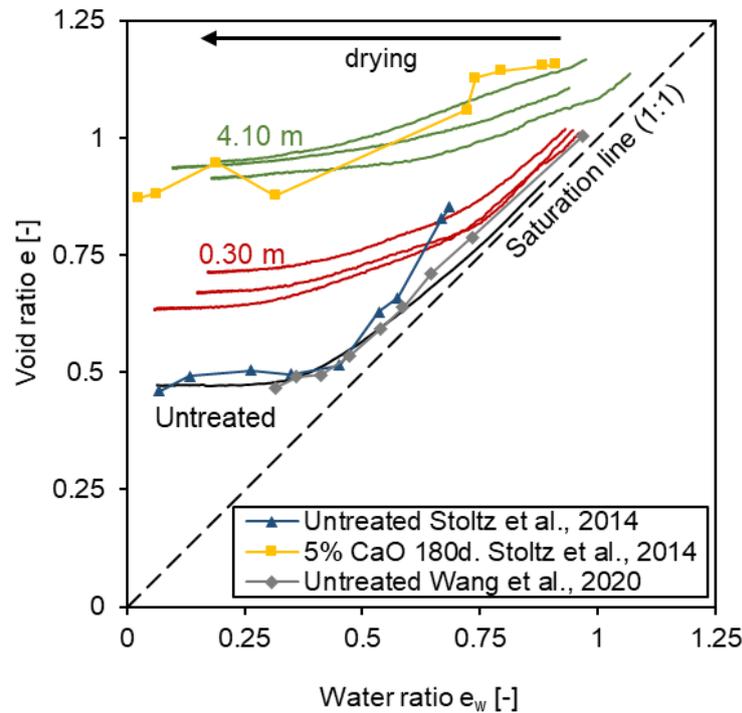


Figure III.7 Shrinkage curves from the edge and the inner part of all three sections and compared to shrink-age curves obtained in the laboratory by (Stoltz et al., 2014) and by (Wang et al., 2020).

Freezing/thawing cycles over the years could not explain the performance degradation (Consoli et al., 2017, 2014; Dempsey and Thompson, 1967; Lu et al., 2020; Poncelet and François, 2022; Tiwari et al., 2021), as *in situ* thermal sensors installed at 0.25 m from the surface did not indicate any temperature below 0 °C (Bicalho et al., 2015; Boussafir et al., 2020). Other hydrochemical processes, such as carbonation or water leaching, could also have led to the degradation observed here; thus, complementary analyses are required to confirm their potential contributions.

3.8. Conclusions

The main objective of this study was to assess the *in situ* ageing and treatment performance of expansive clayey soil treated with lime and lime/cement. An existing trial embankment constructed in 2010 was sampled in 2021 between the edge and the core of the backfill. The hydro-mechanical performance was compared to the initial characteristics of the samples determined at the time of construction or available in existing studies. The following conclusions could be drawn from this study:

- The compressibility and shrinkage behaviour of the soil sampled beyond a horizontal distance of 2.50 m were equivalent to the performance of the same soil treated and cured in the laboratory at a constant moisture content for 6 months. Thus, it can be concluded that the central part of the backfill was not significantly altered since the time of construction of the backfill.
- The compressibility decreased progressively from 2.50 m towards the edge of the embankment. At the edge of the backfill, the behaviour of the specimen was comparable to the behaviour of the untreated soil. Moreover, the shrinkage behaviour at the edge was very close to the shrinkage behaviour of the untreated material. Those observations evidenced an alteration in the behaviour of the stabilised soil since the time of construction. The extent of the degradation depends on the distance to the surface.
- The altered area (from 0 to up to 2.50 m of horizontal distance) was identified on both sections treated with 4% lime. This weathered area was also found on section 3 of the embankment treated with 2% lime and 3% cement. These results suggest that both treatments led to a similar alteration process and were not able to prevent the deterioration of the treatment effects.
- The outer part of the embankment was correctly and homogeneously compacted because of the construction process, with an excess width removed at the end of construction. In addition, *in situ* monitoring since the time of construction shows that moisture content variations are limited to the first meter of the backfill. Thus, wetting and drying cycles at the edge of the embankment could not explain the degradation measured until 2.50 m. No freezing was detected, as the sensors positioned at 0.25 m of horizontal distance only measured positive temperatures over 10 years. Leaching and carbonation processes could explain the origin of the observed alterations.

These observations question the durability of the effects of lime and cement stabilisation at the edge of the embankment. From the current state of the art and knowledge obtained during this study, the use of lime and/or treatment applied on an expansive soil such as the clay studied in this paper should be limited to structures unexposed to environmental conditions. Complementary investigations are under progress to determine the processes involved in the alteration in the performance (mercury intrusion porosimetry, thermogravimetric analysis, XRD, etc.).

Conclusion du chapitre 3

Le principal objectif de ce chapitre était de présenter l'évaluation du comportement hydromécanique à long terme du sol traité présent dans le remblai d'Héricourt, 11 ans après sa construction. La teneur en eau et la densité sèche du sol prélevé par carottage ont dans un premier temps été déterminées. Dans un second temps, la compressibilité et le comportement au retrait du matériau ont été évalués à différentes distances horizontales à la surface du talus, et comparés aux caractéristiques initiales des échantillons déterminées au moment de la construction, ou disponibles dans des études existantes. Les résultats ont été analysés en fonction de leur distance à la surface du talus, afin d'évaluer l'impact des sollicitations environnementales.

Les valeurs de densité sèche et de teneur en eau obtenues à partir des carottages permettent de mettre en évidence la qualité de la mise en place lors de la construction. Le choix de la méthode excédentaire lors de la construction a permis de garantir la qualité du compactage en bordure de l'ouvrage. Ces valeurs confirment également le faible impact du prélèvement sur la structure et la teneur en eau du matériau.

Les résultats montrent une évolution de la compressibilité et du comportement au retrait au niveau de la bordure du remblai, sur une distance horizontale d'environ 2,50 m. Une zone altérée a ainsi été mise en évidence, où les performances mécaniques ont diminuées au cours du temps. La zone altérée a pu être identifiée sur les deux sections traitées à 4% de chaux. Mais cette zone altérée a également été observée dans la section 3 de l'ouvrage traité à 2% de chaux et 3% de ciment. Ces résultats suggèrent que les deux traitements ont conduit à une altération

similaire et n'ont pas pu prévenir la détérioration des effets du traitement. En revanche, la partie centrale de chaque casier du remblai n'a pas été significativement altérée depuis la construction du remblai.

Le suivi *in situ* mis en place depuis la construction de l'ouvrage montre que les variations de la teneur en eau volumique sont limitées au premier mètre du remblai. Ainsi, les cycles hydriques de faible amplitude mesurés au bord du remblai ne permettent pas d'expliquer la dégradation mesurée jusqu'à 2,50 m. L'enregistrement de la température a permis d'évaluer l'amplitude des cycles thermiques auxquels la bordure de l'ouvrage a été exposée. Ces mesures montrent que le matériau n'a pas été exposé à des cycles de gel-dégel à partir de 0,25 m de distance horizontale.

Ainsi, les données obtenues au cours de ce chapitre ne suffisent pas pour conclure quant à l'origine de la baisse des performances mécaniques observée en bordure de remblai, et d'autres essais sont nécessaires. Parmi ces essais complémentaires, l'évaluation de la microstructure du matériau et la détermination de sa composition chimique et minéralogique semblent primordiales afin de comprendre l'évolution du matériau au cours du temps. Les résultats de ces essais sont présentés dans le chapitre suivant.

Chapitre IV. Analyse multi-échelles d'une argile traitée à la chaux et/ou au ciment exposée aux conditions environnementales

Dans le chapitre précédent, le comportement hydromécanique de l'ouvrage d'Héricourt a notamment été évalué par l'intermédiaire d'essais œdométriques et d'essais de retraits effectués à partir des carottes horizontales prélevées en 2021. Les résultats de ces essais ont permis de mettre en évidence la présence d'une frange altérée d'environ 2,50 m au niveau de la bordure des trois casiers du remblai. Dans cette zone, la compressibilité et le comportement au retrait du sol sont plus ou moins altérés en fonction de la distance horizontale. En revanche, dans la partie interne de l'ouvrage le comportement hydromécanique du matériau traité est stable pour chaque modalité de traitement, et ne semble pas avoir subi d'altération significative au cours du temps.

L'objectif du chapitre 4 est de déterminer les processus de dégradation responsables de l'apparition de cette zone d'altération où les performances mécaniques ont chuté. Le précédent chapitre a permis d'écarter la possibilité d'un mauvais compactage en bordure de l'ouvrage, ou encore l'action de cycles de gel et de dégel dans le sol. La faible amplitude des cycles hydriques (0 à 300 kPa en fonction des saisons) suggère également que l'origine de l'altération provient d'autres mécanismes.

Afin d'identifier les mécanismes d'altération des effets du traitement, une analyse physico-chimique et minéralogique (diffraction de rayons X, micro-fluorescence à rayons X, analyse thermogravimétrique et mesures de pH) ainsi que des essais permettant de déterminer la microstructure du sol (porosimétrie par intrusion de mercure, microscope électronique à

balayage) ont été réalisés. Les résultats de ces essais ont permis d'évaluer le rôle de processus comme le lessivage et la carbonatation sur la baisse du comportement mécanique du matériau.

Ce chapitre est présenté tel qu'il a été soumis dans *Transportation Geotechnics*.

Multi-scale analysis of an expansive lime and/or cement treated soil exposed to long-term climatic conditions

Nicolas Chabrat, Giacomo Russo, Enza Vitale, Olivier Cuisinier, Farimah Masrouri

Soumis à Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, le 20/08/2023

Abstract: This paper assesses the performance of an embankment built in 2010 with binder-treated expansive soils. Two types of treatment were employed at construction time: 4% lime and a mix of 2% lime and 3% cement. A sampling campaign was carried out in 2021 to evaluate the long-term performance of the properties of the treated soil. To evidence the impact of environmental loads, the hydro-mechanical properties of the soil sampled between the edge and the inner part of the embankment were determined. Results indicate that the material taken at the internal part of the embankment has a mechanical behaviour similar to the same clayey soil treated and prepared in laboratory. However, a progressive degradation of the hydromechanical properties of the material was detected close to the edge. Physico-chemical and mineralogical investigations (i.e., X-ray powder diffraction, Micro-X-Ray fluorescence, thermogravimetric analysis and pH measurements) and micro-structural tests (i.e., mercury intrusion porosimetry, scanning electron microscopy) were performed to better understand the origin of the observed alteration. Water circulation and carbonation were identified as the main phenomenons responsible for the degradation of the treatment effects. These observations, similar for each treatment dosage, raise questions as to the durability of the treatment on the outer part of the backfill.

Keywords: Soil treatment; durability; expansive soils; hydro-mechanical behaviour; microstructure; physico-chemical and mineralogical features.

4.1. Introduction

Soil treatment with lime and/or cement is a common solution employed to improve the performances of low-quality soils for the construction of earthen structures such as road bases, dams, or embankments. The treatment effects on performance are depending on the nature of the soil, its initial state after compaction and finally the type of treatment used. Lime addition instantly induces cation exchanges between the soil particles and the calcium cations added. This mechanism leads to the flocculation of the clayey particles available in the soil, completely rearranging its structure (Russo et al., 2007; Aldaood et al., 2014; Al-Mukhtar et al., 2012; Guidobaldi et al., 2017, 2018; Vitale et al., 2020) and lowering the swelling and shrinkage potential of the soil (Rao et al., 2001; Al-Rawas et al., 2005; Guney et al., 2007; Nalbantoglu and Tuncer, 2011; Stoltz et al., 2012; Cuisinier et al., 2014; Herrier et al., 2015; Dash and Hussain, 2015; Udukumburage et al., 2019; Wang et al., 2020). In the long term, the pH increase associated to the presence of hydroxyl anions promotes the dissolution of the silicon and aluminum present in the soil particles. Once in solution, these elements react with Ca^{2+} ions to form mainly calcium silicate hydrates C-S-H, calcium aluminate hydrates C-A-H, and calcium aluminosilicate hydrates C-A-S-H. These reactions, known as "pozzolanic reactions", favour the development of cementitious bonds between particles, thus improving the mechanical characteristics of the material (Brandl, 1981; Attoh-Okine, 1995; Bell, 1996; Kafodya and Okonta, 2018; Poncelet and François, 2022). When higher mechanical performances are needed, cement is usually added after the lime treatment, as cement treatment does not need important mellowing time (e.g. Lemaire et al., 2013). Treatment with lime and cement is oftenly used on expansive soils since lime facilitates the workability of the material, and cement ensures its early mechanical performances (Khattab et al., 2007; Dash and Hussain, 2012; Cuisinier et al., 2014; Rosone et al., 2018).

However, structures built with treated soil are exposed to environmental conditions such as rain, freezing periods, droughts, etc. The exposure to these environmental stresses questions the evolution of the treatment positive effects over time. Indeed, several laboratory studies have depicted the effect of the exposure to climatic loads on the mechanical performances of treated soil. Wetting-drying cycles (Guney et al., 2007; Khoury and Zaman, 2007; Stoltz et al., 2012; Consoli et al., 2017), freezing-thawing cycles (Dempsey and Thompson, 1967; Aldaood et al., 2016; Consoli et al., 2017; Liu et al., 2019; Nguyen et al., 2019; Lu et al., 2020), leaching

(McCallister and Petry, 1991; De Bel et al., 2005; Le Runigo et al., 2009; Deneele et al., 2016; Das et al., 2022a) as well as carbonation processes (Thiery et al., 2007; Chen et al., 2009; Nakarai and Yoshida, 2015; Ho et al., 2017; Haas and Ritter, 2019; Deneele et al., 2021) are known to alter the beneficial impact of treatment on soil properties. For instance, Xu et al. (2020) studied the carbonation behaviour of a lime-stabilised expansive soil. The micro-structural analysis of the carbonated soil indicated that the conversion of quicklime into calcium carbonates induced a significant reduction of total pore volumes, although the amount of medium-sized pores increased. Vitale et al. (2021) suggested that the mechanical improvement over time induced by lime treatment could be altered by occurrence of carbonation, that consumed portlandite and favoured decalcification of pozzolanic compounds. Deneele et al. (2016) illustrated the modification of the physico-chemical characteristics of a lime-treated silt during water percolation. One-year water-circulation induced a marked decline in lime availability together with decalcification of C-S-H compounds, leading to a decrease in soil strength. Thus, environmental loads simulated in laboratory tend to deteriorate the mechanical behaviour of treated soils.

Exposed to *in situ* conditions, earthen structures built with treated soils are facing a combination of multiple environmental loads, depending on the location, the local climate and season (Elia et al., 2017; Oorthuis et al., 2018; Cui, 2022). This multi-causal aspect combined with the need to investigate the multi-scale behaviour of the soil, made the study of treated soils under *in situ* conditions challenging. Yet, only a few investigations based on *in situ* sampling have attempted to assess the performance of treated materials several years after the construction of the infrastructure (Gutschick, 1978; Cuisinier and Deneele, 2010; Cardoso and Maranha das Neves, 2012; Rosone et al., 2018; Akula et al., 2020; Chabrat et al., 2022; Das et al., 2022b). Hence, Das et al. (2021) investigated the long-term effect of lime treatment on a silty soil embankment constructed in a region that receives significant rainfall throughout the year. Based on physico-chemical and micro-structural observations, the authors evidenced a persistent mechanical performance with a 2.5% lime treatment after 7 years of atmospheric exposure. However, the evolution in time of the treatment could not be assessed, as the initial state of the embankment was not known. Concerning treated high-plasticity soils, few studies are available. Berche et al. (2013) studied the behavior of a treated clay of high plasticity (CH group symbol according to the Unified Symbol Group System) from a seven-year old embankment. The contribution of the lime treatment to the geotechnical characteristics has been observed thanks to *in situ* tests.

However, the presence of a protective layer on top of the treated material suggests that the soil was not entirely exposed to climatic conditions. Therefore, the long-term behavior of treated expansive soils exposed to environmental loads *in situ* remains in question.

In that context, the main purpose of this study was to evaluate the behaviour of a lime and cement treated soil exposed to *in situ* environmental loads. An experimental embankment, built in 2010, was identified for the purpose of this study. It was built in Héricourt (France) with an expansive clayey soil treated with lime and with a mixture of lime and cement (Froumentin, 2012). The construction was extensively monitored (Froumentin and Boussafir, 2013), and soil parameters such as moisture content, temperature and suction were monitored up until now. Therefore, regular monitoring of the embankment's condition has been carried out since 2010, and many studies investigated the properties of the material used for construction (Tran et al., 2014; Bicalho et al., 2018; Wang et al., 2020; Chabrat et al., 2022). A multi-scale approach was thus considered to better assess the durability of treated soils exposed to climatic conditions. In this paper, the characteristics of the material used and the structural characteristics of the earth structure are first detailed. The second part of the study consists of an hydro-mechanical, mineralogical, physico-chemical and micro-structural analysis of the treated soil. The overall long term performance of the treated soil is then evaluated eleven years after completion.

4.2. Presentation of the experimental embankment

4.2.1. Soil properties

The soil selected for the construction of the embankment was a clayey soil classified CH according to the Unified Soil Classification System (ASTM D2487-17, 2020). The soil is mainly composed of illite, muscovite and montmorillonite as clay minerals along with quartz and feldspars. The geotechnical characteristics of the soil are given in Table IV.1. Study from (Stoltz et al., 2014) evaluated the shrinkage potential of the untreated soil prepared at optimum moisture content (OMC) at 14.1%, while adding 1% of quicklime reduced it down to 0.1%.

4.2.2. Design of the embankment

The embankment was designed with a 5 m height and a slope of 50 % (Froumentin, 2012). The width of the earth structure is 25 m at the base and 5 m at the top. The clayey soil presented previously was used as the building material. Three sections of 17.00 m to 19.50 m were

successively built (Figure IV.1). Different mixes were used on the lower part (from 0.40 to 2.50 m of height) and the upper part (from 2.50 to 3.70 m of height) of each section, along with the base (from 0 to 0.40 m of height) and the top (from 3.70 to 5.15 m of height) of the embankment which are not investigated in this study.

Table IV.1. Main geotechnical properties of the studied clayey soil.

Parameters	Values
Passing sieve 80 μm (%)	90
Clay size content (<2 μm) (%)	70
Specific gravity G_s (-)	2.675
Liquid limit (%)	71
Plastic limit (%)	29
Plasticity index (%)	42

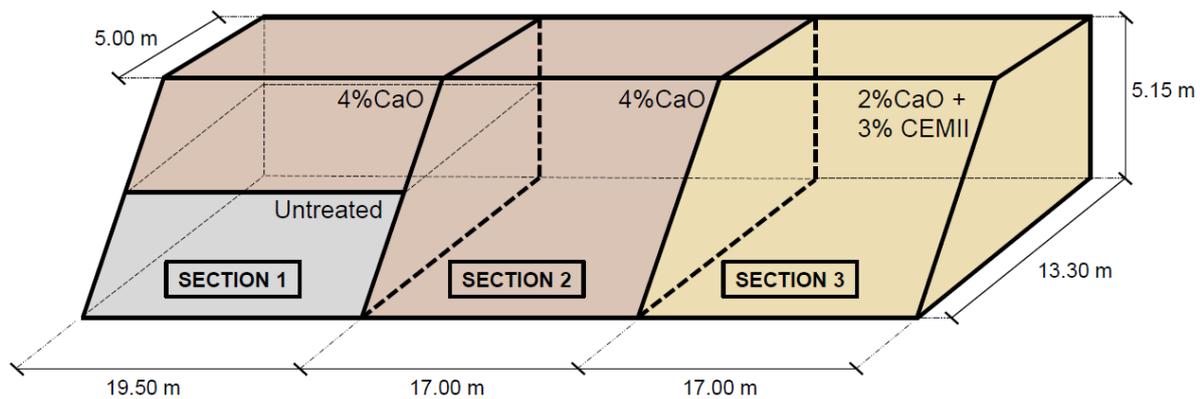


Figure IV.1. Structure of the studied embankment.

The clayey soil was treated on-site by spreading quicklime/cement depending on the section (Froumentin, 2012). The quicklime used was mainly composed of calcium oxide (97.2%) with a small proportion of magnesium oxide (0.96%). The cement selected for the embankment was composed of clinker (83%) and quicklime (14%). The addition of treatment was directly controlled by the self-propelled spreader thanks to a honeycomb rotor, ensuring a longitudinal variation lower than 5% of the target dosage. Two sections were treated with the same amount of lime to evaluate the repeatability of the construction procedures (Figure IV.1). The third section was treated with both lime and cement. After the treatment spreading, the binding agent(s) and the soil were mixed with a pulvimixer at optimum moisture content. The soil was then compacted using a sheepfoot roller.

The target dry density during construction was 95% of the maximum dry density, given for each treatment in Table III.1 according to available technical guidelines at the time of construction (LCPC, 2000).

The embankment was constructed with an excess width of 1 m. This excess width was removed at the end of the construction stage to guarantee the homogeneity of the edges of the construction. This method was intended to minimise potential compaction heterogeneities at the side of the backfill. Furthermore, the low dispersion of dry density values measured indicates that the compaction homogeneity was still preserved 11 years after construction. An organic topsoil layer of approximately 0.10 m was also added on the edge of the embankment. At the final stage of the construction, a 0.05 m waterproof layer of asphalt emulsion was applied on the top of the structure (Froumentin, 2012).

In situ sensors were installed at the time of construction at 0.25 m and 0.75 m of horizontal distance of each section (Bicalho et al., 2018; Boussafir et al., 2020). These sensors did not indicate any temperature below 0 °C between the date of construction and the date of sampling. In addition, *in situ* monitoring shows that moisture content variations are limited to the first metre of the backfill. At 0.25 m of horizontal distance, the range of suction applied to the soil was 0 to 300 kPa, while the suction range was 0 to 100 kPa at 0.75 m.

Table IV.2. Compaction characteristics under normal Proctor energy of the treated clayey soil used for the embankment.

Section	1	1	2	3
Treatment	0%	4% CaO	4 % CaO	2 % CaO + 3 % CEM II
w _{OMC} (%)	26.5	38.0	38.0	32.5
$\rho_{d,Max}$ (Mg.m ⁻³)	1.45	1.244	1.244	1.338
e _i (-)	0.84	1.15	1.15	1.00

4.2.3. Soil sampling

Soil sampling was conducted in November 2021, involving horizontal and vertical corings in each section. The corings were performed using water rotation to ensure the quality of the soil samples. A mean recovery rate of 97% was achieved for the cores. All cores were stored at 20±5 °C in sealed tubes with an internal diameter of 100 mm and a length of 1.50 m before use.

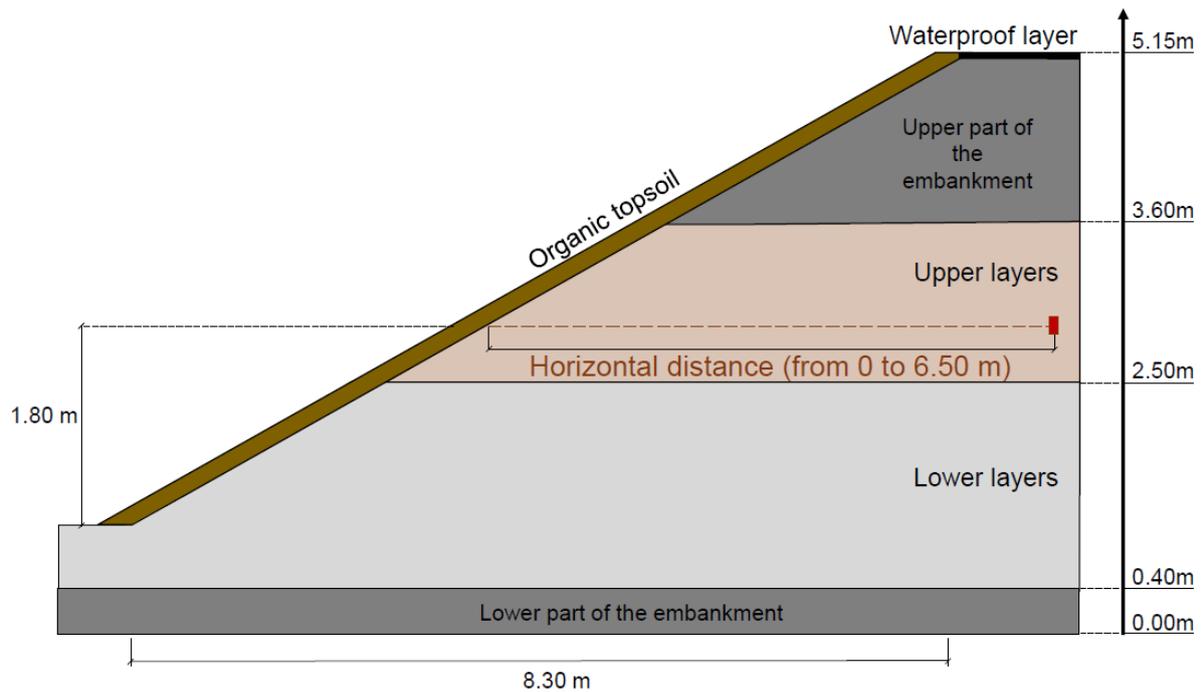


Figure IV.2. Compression curves (a, b, c) and modified stress sensitivity (d, e, f) of specimens taken from various horizontal distances of the three different sections.

To assess the impact of coring on the samples, moisture content and dry density were measured on each core every 30 cm and then compared. Measurements were performed in the center of the cores. For Section 1, the mean moisture content was $36.1 \pm 2.0\%$. The average dry density was found to be $1.26 \pm 0.04 \text{ Mg.m}^{-3}$. In Section 2, the average dry density was also $1.26 \pm 0.05 \text{ Mg.m}^{-3}$, while the average moisture content was $37.5 \pm 1.7\%$. The mean value of the moisture content in the section 3 was $33.4 \pm 2.6\%$, while the average dry density was $1.28 \pm 0.04 \text{ Mg.m}^{-3}$. The densities and moisture contents found in Section 3 were slightly different from those in the other sections, as the optimum moisture content depends on the treatment dosage. These values are in line with the moisture content measured in each section (34.0% for section 1, 35.0% for section 2 and 32.8% for section 3) (Froumentin, 2012). Furthermore, dry density values measured in 2021 are in accordance with the targeted densities at construction time (Table IV.2). The low variability of the values measured and the correlation with the data gathered at construction time suggest that the coring had little impact on the specimens. This aspect will be further considered in the following sections.

Tests presented in this article were performed on specimens sampled along the horizontal axis displayed on Figure IV.2. Each specimen can be identified thanks to the horizontal distance from the surface to which they were sampled.

4.3. Experimental program

4.3.1. Specimen preparation

Two distinct methods were employed for specimen preparation. The first method was defined for conducting shrinkage and oedometer tests on intact samples. To minimize the potential impact of sample preparation on the results, soil cores were initially cut using a dicing saw equipped with a diamond wire, water being employed for cooling the wire during the cutting process. Following dicing, the specimens were adjusted to a diameter of $70\pm 0,1$ mm, and had a height of 15 ± 3 mm.

The second preparation method was used to prepare the samples for micro-structural and physico-chemical analysis. The specimens were shaped into cubes with approximate dimensions of 10 mm on each side. The samples were then subjected to freeze-drying by immersing them in liquid nitrogen at a temperature of -196°C . The samples were then placed in a vacuum chamber to undergo water sublimation. This protocol limits the impact of drying on soil microstructure (e.g. (Cuisinier and Laloui, 2004)). They were then stored in sealed container until use.

4.3.2. Hydro-mechanical tests

In this study, the effect of climatic conditions on the mechanical behaviour was evaluated through oedometer tests following the approach employed in a previous study on the same treated soil by (Stoltz et al., 2014). To assess the effect of cementitious bonds on the mechanical behaviour of lime-treated samples, Leroueil and Vaughan (1990) proposed using the Intrinsic Characteristic Line (ICL) of untreated soil as a reference. Based on their study, a new parameter named the stress sensitivity was introduced, and was considered as a practical mean to compare the amount of cementitious products of lime-treated materials with various densities (Burland et al., 1996; Cotecchia and Chandler, 2000; Gasparre and Coop, 2008). For the purpose of this study, a modified stress sensitivity factor S_{σ}^* was used to quantify the action of cementitious bonds on the mechanical behaviour of the soil.

$$S_{\sigma}^* = \frac{\sigma'_{Y}}{\sigma'_{Y,UT}} \quad (4.1)$$

This factor is defined as the ratio of the yield stress σ'_y (in kPa) of a structured material to the yield stress of the untreated soil $\sigma'_{y,NT}$ (in kPa)

Oedometer tests were conducted according to the standard NF EN ISO 17892-5, where all specimens were saturated and loaded to 7.0 MPa. For each part of the embankment, several tests were conducted on the horizontal cores (ranging from 0 to 4.50 m of horizontal distance) and one on the vertical core at the same level as the horizontal tests. An oedometer test was also conducted on a sample from the untreated part of the embankment (lower portion of the first section as shown in Figure IV.1). The modified stress sensitivity obtained were compared to those of treated samples prepared in the laboratory by (Stoltz et al., 2014) who performed an extensive study of the impact of lime stabilization on the same clayey soil to further analyse the results.

To evaluate the shrinkage behavior of samples from the backfill, shrinkage tests were performed on different sections of the embankment, both in the inner part, located 0.30 meters from the surface, and in the outer part, located 6.50 meters from the surface. These tests were adapted from the French standard (AFNOR NF XP P94-060-2, 1997) by using lasers instead of conventional displacement sensors. This modification significantly reduced the measuring device's impact on recording the soil shrinkage since there is no contact between the sensor and the sample. The soil mass and volume changes were recorded during the drying process that is performed in a room where the relative humidity was around 40%, and the temperature maintained at $21 \pm 1.5^\circ\text{C}$. Once the mass was stabilized, the sample was placed in an oven to determine the final moisture content.

4.3.3. Micro-structure determination

The micro-structure of the samples was evaluated through mercury intrusion porosimetry (MIP). MIP technique involves increasing the mercury pressure in steps while monitoring the intruded volume of mercury for each pressure increment. Washburn's equation (equation 2.1) is used to determine the pore radius associated with each mercury pressure increment, assuming that soil pores are cylindrical flow channels.

$$r = \frac{2T_s \cos \alpha}{P} \quad (4.2)$$

The equation takes into account the surface tension of the liquid (0.485 N.m⁻¹ for mercury and 0.07275 N.m⁻¹ for water), the contact angle of the fluid-to-solid interface (0° for air–water and

140° on average for mercury–air interface in soils) and the pressure difference between the two interfaces (Pa). The MIP test provides the cumulative volume of mercury intruded as a function of the equivalent pore radius. The mercury pressure in the porosimeter is continuously raised from 0.008 to 410 MPa, corresponding to an intruding pore radius ranging from 90 µm to 0.0018 µm. To further analyze the MIP data, Juang and Holtz (1986) proposed determining the pore-size density function (PSD) of the sample (equation 4.3), which is defined as the injected mercury volume at a given pressure increment corresponding to pores that have a radius of $r_i \pm (\Delta \log r_i)/2$.

$$f(\log r_i) = \frac{\Delta V_i}{\Delta(\log r)} \quad (4.3)$$

However, it is important to note that larger pores may be intruded from the outside without the mercury having to penetrate through smaller pores. Nevertheless, large pores inside the specimen may not be intruded until high pressures are reached due to the bottleneck effect, and their volume is therefore interpreted as belonging to much finer pores. As a result, the term "entrance pore radius" is preferred over "pore radius."

To complete the microstructural analysis of the samples, observations with Scanning Electron Microscopy (SEM) were performed using the Hitachi SU5000 microscope. Prior to observations, a gold coating was applied to the sample on a fresh fracture surface. SEM images were taken at different magnifications of x1000 and x5000.

4.3.4. Physico-chemical and mineralogical determinations

To better understand the impact of climatic conditions on the long-term behaviour of the treated soil, a series of physico-chemical and mineralogical tests were performed. The pH of the samples was determined since high pH environment is required for the development of proper soil stabilisation (e.g. Boardman et al., 2001). Thus, pH measurements of the soil samples were carried out using a SG23 pH Meter. To prepare the samples for testing, they were first sieved through a 2 mm mesh size and suspended in distilled water with a liquid-solid ratio of 5:1 (volume fraction) for 1 hour, and then stored at 20°C. The pH of the resulting solution was measured following the (ASTM D4972–19, 2019). To prevent any detrimental effects from drying and temperature (carbonation process), the soil was tested at its natural moisture content and without oven drying prior to testing.

Other tests such as X Ray Fluorescence, X Ray diffraction or Thermal Analysis were performed for the same purpose, specifying if lime was converted into hydrates, portlandite or carbonates. The elemental composition of the soil samples was determined using Micro-X Ray Fluorescence (μ -XRF) analysis with the M4 Tornado spectrometer (Bruker AXS microanalysis) equipped with an energy dispersive detector (SDD) and a rhodium X-ray source. To minimize errors in data measurement, the powdered soil sample was pressed into a pellet with a force of 30 tons for 45 seconds in a μ -XRF pellet press prior to analysis. The results are expressed in the form of oxides and do not provide information about the mineral form of each component.

X-ray Powder Diffraction (XRPD) analyses were also carried out on a Bruker AXS D8 Advance Diffractometer using $\text{CuK}\alpha$ radiation with a wavelength of 0.154 nm and a step size of 0.021° . The DIFFRACplus EVA software was used for the identification of mineralogical phases. The analysis was performed on randomly oriented powdered samples.

Thermogravimetric (TGA) analyses were conducted using a Netzsch STA449F3 Jupiter instrument. Finely ground material weighing approximately 50 to 100 mg was heated under Argon atmosphere from room temperature up to 1000°C at a rate of $10^\circ\text{C min}^{-1}$. The results were processed using the Netzsch Proteus software. The first derivative of the TG curves (DTG) leads to precise readings of the peak data. DTG curves were used to identify the range of the mass loss attributed to calcium hydroxides, hydrates and calcium carbonates.

4.4. Impact of climatic conditions on hydro-mechanical properties

4.4.1. Compressibility

Oedometer tests were performed on specimens sampled on the 3 sections of the embankment approximately every 30 cm. Compressibility curves obtained from each section are plotted in Figure IV.3a, Figure IV.3b and Figure IV.3c. The compression curves of sampled specimens were compared with the compression curve of the untreated soil taken in the central part of the backfill. It was used as a reference to evaluate the effect of treatment on compressibility and to determine the stress sensitivity S_{σ^*} (Figure IV.3d, Figure IV.3e and Figure IV.3f). It is also noticeable that the compression curve of the untreated sample is very similar to the untreated specimen prepared in laboratory by (Stoltz et al., 2014).

The results showed that the compression curves of the samples taken at the edge of the backfill were equivalent to the compression curve of the untreated soil. The yield stress increased progressively towards the inner part of the backfill. For instance, in section 1, the yield stress

of the soil increased from 30 kPa at 0.30 m, to 150 kPa at 0.90 m of horizontal distance. In the inner part, at 6.50 m of horizontal distance, the yield stress of the soil was 1100 kPa. Figure IV.3b presents the modified stress sensitivity measured at different horizontal distances. A modified stress sensitivity of 0.6 was assessed at the edge of section 1, corresponding to values of S_{σ^*} obtained on the untreated soil. S_{σ^*} increased progressively to values higher than 28.8 when reaching 2.50 m of horizontal distance. Between 2.50 and 6.50 m of horizontal distance, the modified stress sensitivity remained almost constant with a maximum value of 39.1 measured at 6.50 m. Similar trends can be identified from the results obtained from section 2, similarly treated with 4% lime (Figure IV.3c).

The swell index ($C_S = 0.05$) and compression index ($C_C = 0.19$) measured at the edge of the embankment were very similar to the indexes measured on the untreated sample ($C_S = 0.04$ and $C_C = 0.21$). The soil sampled at 0.90 m presented intermediate characteristics ($\sigma'_y = 80$ kPa), as the soil coming from the central part of section 2 had a value of yield stress corresponding to 1780 kPa. Figure IV.3d details the spatial evolution of the compression behaviour of the embankment soil. Modified stress sensitivity increased with horizontal distance until 2.50 m. At the internal part of the structure, modified stress sensitivity values were higher than 30.0. These values determined in the inner part of the structure were comparable to the modified stress sensitivity measured by (Stoltz et al., 2014), who performed oedometer tests on treated samples (2% and 5% of quicklime) prepared in laboratory from the same clayey soil, after a curing time of 180 days.

A similar trend was also observed in section 3 (Figure IV.3e). On the edge, the yield stress of the specimen was equivalent to the one of the untreated soil and equal to 20 kPa. The modified stress sensitivity of the treated soil gradually increased until a distance of 2.50 m from the surface (Figure IV.3f). After that point, it remained significantly higher than the modified stress sensitivity of the untreated soil, even if the scattering of the data seems greater compared to the results obtained in the first two sections. Thus, the mechanical behaviour observed in section 3 treated with lime and cement, was very similar to the behaviour observed in section 1 and section 2.

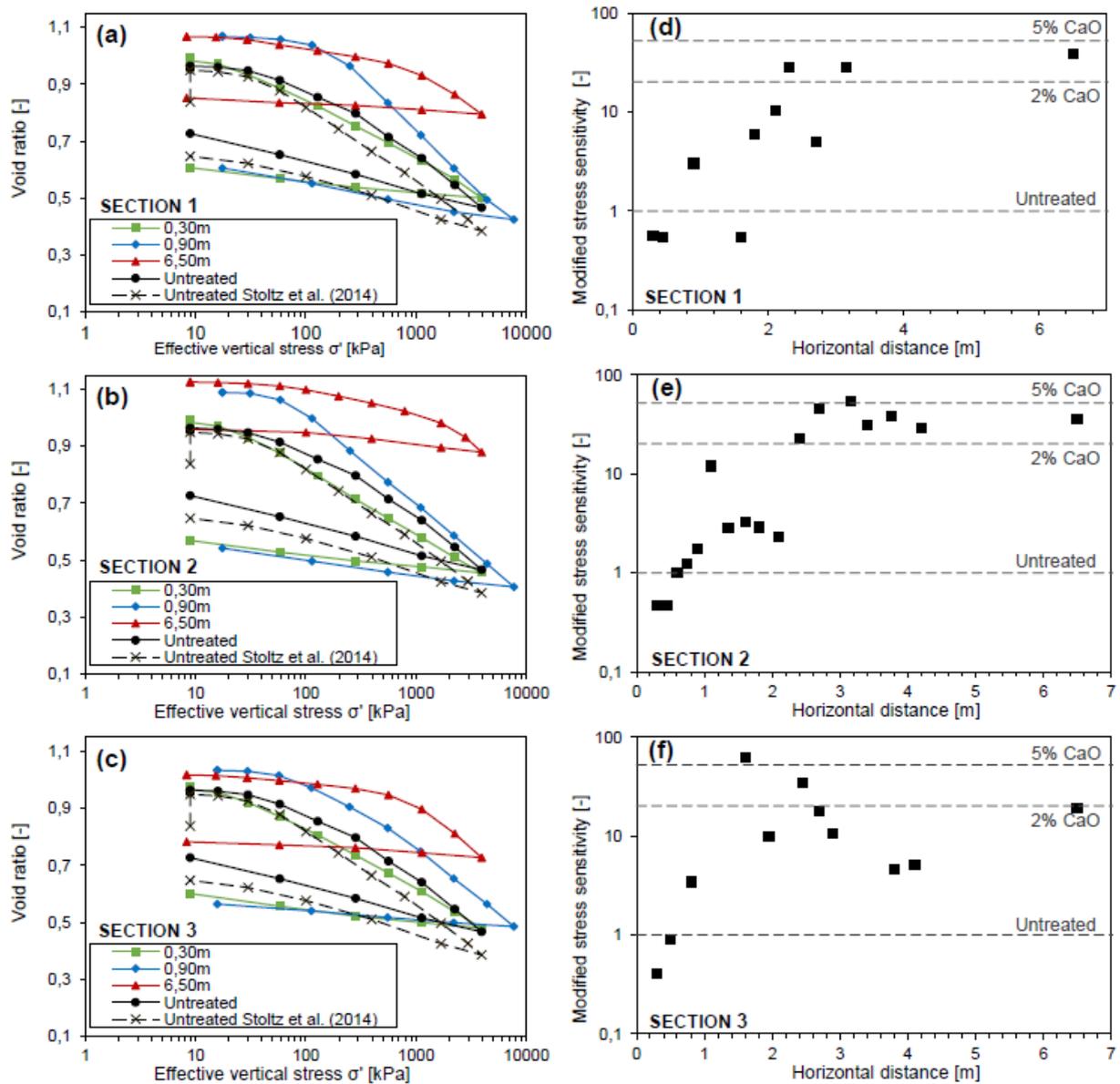


Figure IV.3. Compression curves (a,b,c) and modified stress sensitivity (d,e,f) of specimens taken from various horizontal distances of the three different sections.

4.4.2. Shrinkage tests

Figure IV.4 shows the shrinkage curves of the samples from all sections, plotted as the void ratio e versus the water ratio e_w (water volume over solid volume). The shrinkage behaviour of the untreated soil was first compared to other shrinkage tests performed with alternative methods by other authors (Stoltz et al., 2014; Wang et al., 2020). Similarities between the three curves could be observed. The shrinkage curve of the untreated material began at a low void ratio of 0.87, which was consistent with the targeted void index specified in Figure IV.4. As the soil dried, the shrinkage limit $e_{w,SL}$ was reached at 0.35, which marked the end of the volume

variation. The final volumetric shrinkage was determined once the soil's moisture content stabilized at 22.8%.

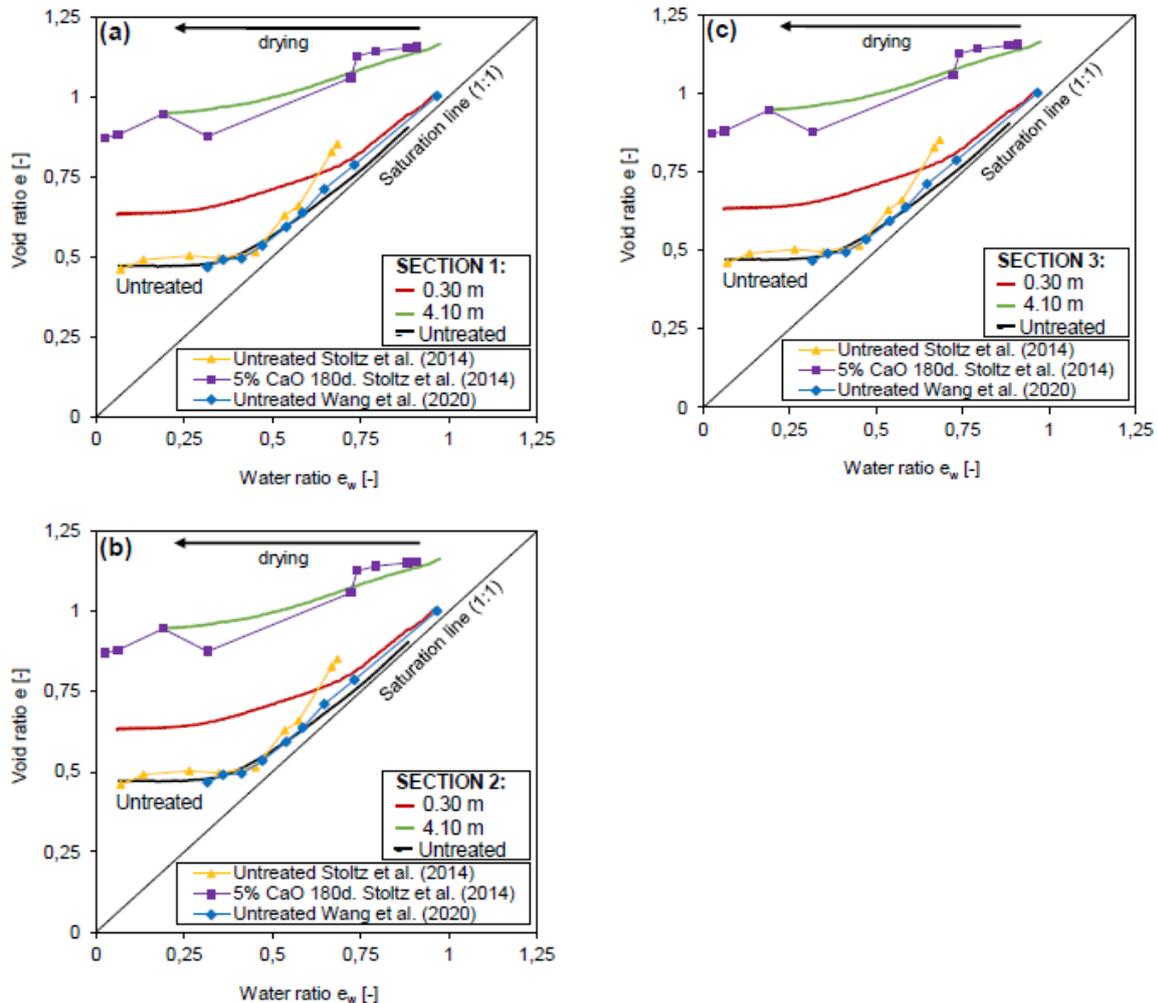


Figure IV.4. Shrinkage curves from the edge and the inner part of all three sections and compared to shrinkage curves obtained in the laboratory by (Stoltz et al., 2014) and by Wang et al. (2020).

The shrinkage behaviour of the treated samples differed significantly as a function of the sampling position. When the samples were taken near the surface, the shrinkage potential was significantly higher than that determined for samples taken 4.10 m from the edge. For instance, the shrinkage potential of the samples from section 1 decreased from 19.2 % at the edge down to approximately 10.0 %. Moreover, the shrinkage curves of the samples taken at 4.10 m exhibited a slope significantly smaller than that of the samples taken at 0.30 m, the latter being comparable to that of the untreated soil. For the three sections, the shrinkage limits of the

samples taken at 0.30 m from the surface were very similar to the limit of the untreated soil. However, determining the shrinkage limit of the samples taken at 4.10 m was more challenging, as there was no clear indication of shrinkage stabilization, even though the rate of shrinkage decreased upon drying.

4.4.3. Conclusions on the hydro-mechanical behaviour

The hydromechanical behaviour of the materials coming from the three sections of the embankment was first assessed through oedometer and shrinkage tests. Specimens coming from the outer part of the embankment had shown a mechanical behaviour very similar to the behaviour of the untreated soil sampled in-situ. The modified stress sensitivity S_{σ}^* measured at 0.30 m was 0.6, indicating that the yield stress of the compacted untreated soil was slightly higher than the yield stress obtained on the outer part of the section. This shows that, at the edge of the embankment, after 11 years, the treatment no longer significantly impacts the compressibility of the soil.

Oedometer tests carried out on each section showed a progressive increase in yield stresses from the surface until approximately 2.50 m towards the inner part of the backfill. Thus, a weathered area was evidenced between the edge and 2.50 m. Beyond this distance, the mechanical behaviour of the soil was stable with yield stress values significantly higher than the yield stress of the untreated soil. Values of measured S_{σ}^* are in line with the experimental results presented by (Stoltz et al., 2014) on the same clayey soil prepared and treated in laboratory, after 360 days of curing time. Besides, the shrinkage behaviour of the soil is also similar to the one prepared in laboratory after a cure of 180 days (Figure IV.4) (Stoltz et al., 2012). This could indicate that the inner part of the backfill has been preserved from significant alteration, since the difference is limited to the first 2.50 meters from the edge.

Similar observations regarding shrinkage and compression behaviour were made on section 1 and section 2 of the embankment. In both sections, the evolution of the mechanical behaviour with the horizontal distance was quite similar. The shrinkage behaviour of the two soils collected at the outer part of each section was also quite equivalent. Section 1 and section 2 were both constructed with 4% lime, but more than 16 meters separate the two samplings, highlighting the overall homogeneity of the earth structure. Besides, the compression curve of the untreated soil sampled in the embankment was quite equivalent to the one obtained by (Stoltz et al., 2014). The shrinkage behaviour of the untreated sample was also very similar to

the shrinkage curve of two different authors (Stoltz et al., 2014; Wang et al., 2020), revealing a strong reproducibility of the tests performed.

4.5. Microstructural analysis

4.5.1. Pore size distributions

MIP tests were performed on samples coming from the inner and outer parts of each section of the embankment (Figure IV.5).

For section 1, the fabric of the specimen sampled at 4.10 m of horizontal distance showed two classes of pores. The treated soil in this section has two peaks in particle size distribution, one at around 0.05 μm and a smaller one at around 3.00 μm . This type of structure is usually observed on compacted clayey soils and is called “double structure” (Diamond, 1971; Ahmed et al., 1974; Delage et al., 1996; Houhou et al., 2021). The smallest pores (micro-pores) correspond to the pores inside the aggregates. Pores of 3.00 μm diameter (macro-pores) are the spaces between the aggregates. Compaction procedure might have affected the quantity of macro-pores, as the in-situ kneading compaction is known to lower the amount of larger pores (Cuisinier et al., 2011; Das et al., 2021a, 2022a).

Figure IV.5 also shows 2 distinct pore sizes, the macro-pore void ratio e_{MACRO} and micro-pore void ratio e_{Micro} for each sample. The delimiting pore size between micro-pores and macro-pores could be set at 0.2 μm , based on the as-compacted dominant modes (Romero et al., 2011). The fabric of the soil sampled at 0.30 m corresponds to a unimodal distribution of pore entrance diameter, as only one peak corresponding to a diameter of 1.4 μm was observable. The intruded void index e_{MIP} was measured at 0.73, which is slightly lower than the intruded void index in the inner part of the embankment. However, the distribution of micro-pores and macro-pores is completely different between the two samples. The micro-pore void ratio was measured at 0.14 corresponding to a 73 % decrease compared to the central part, while e_{MACRO} increased to 84 %.

The pore size distribution of the specimens coming from section 2 are also presented in Figure IV.5. A larger amount of micro-pores was measured on the sample taken at 4.10 m, as e_{Micro} corresponded to more than 61% of the pore distribution. The second sample, collected at the edge of the embankment showed an unimodal pore size distribution with modal size between 1

μm and $2\ \mu\text{m}$. The soil structure of both samples collected in section 2 are greatly similar to the distribution of pores found in section 1, also treated with 4% lime. This significant repeatability of results confirms the proper homogeneity of the embankment.

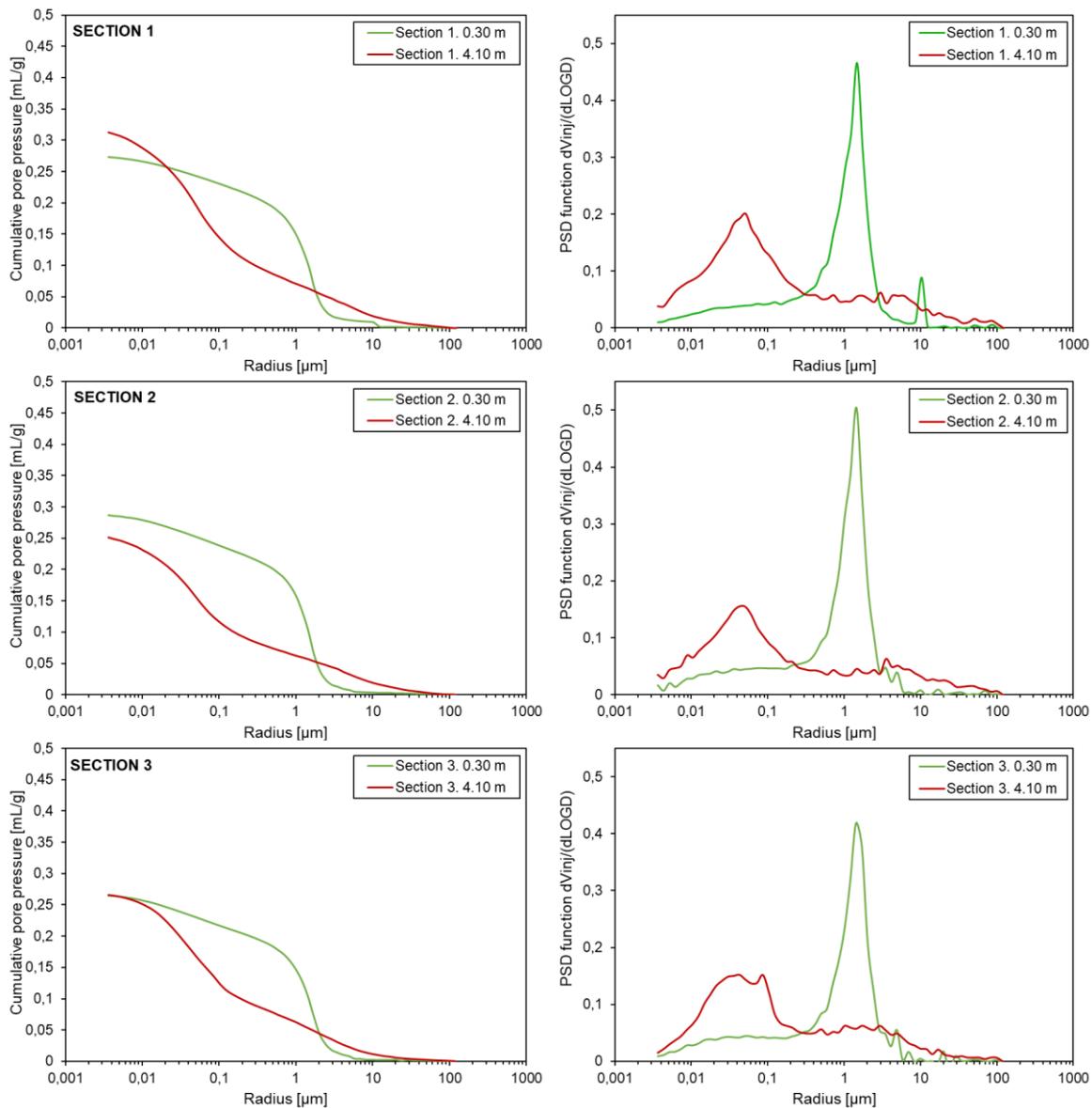


Figure IV.5. Pore size distribution from the edge and inner part of each sections.

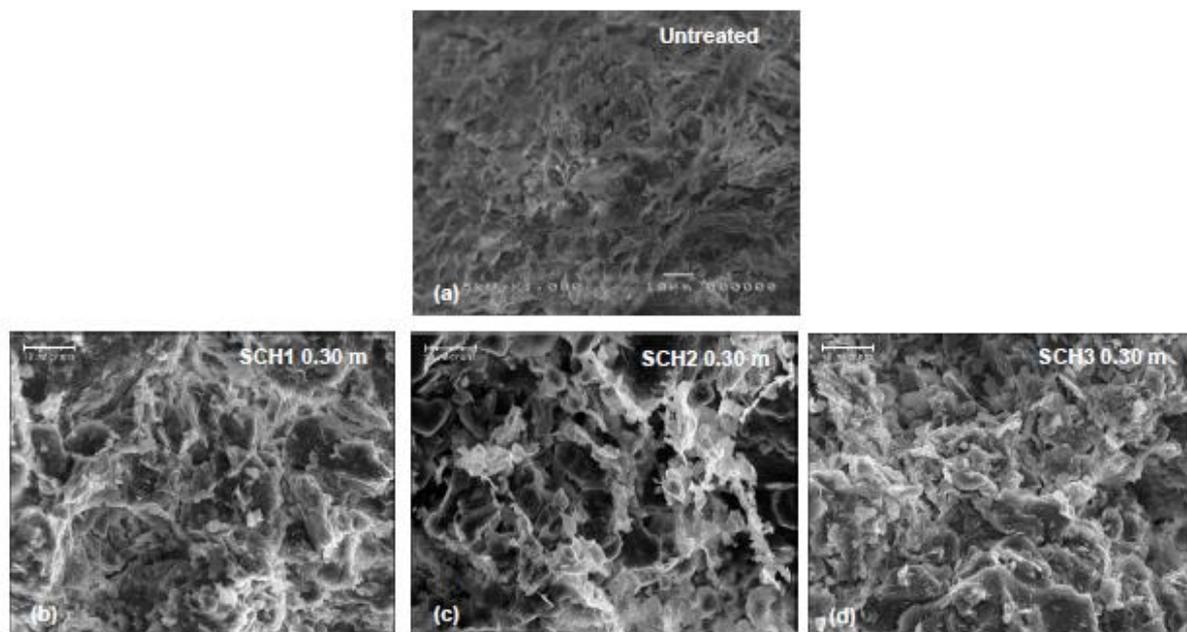
The fabric of two samples coming from section 3 of the earth structure were also investigated (Figure IV.5). At 4.10 m of horizontal distance, the pore size distribution of the soil was quite similar to other samples coming from the inner part of the embankment. A bimodal distribution was evidenced while the soil on section 3 was treated with 2% lime and 3% cement. The addition of quicklime before adding cement could explain this similarity, as flocculation effects on microstructure occurs almost instantly. Cement was added to the soil just after the aggregates

were formed by quicklime addition, also it did not drastically change its fabric (Lemaire et al., 2013; Pu et al., 2020). In this section, the pore size distribution of the soil taken at the edge of the embankment was also unimodal, similarly to the distribution found on the outer parts of section 1 and section 2.

4.5.2. Scanning Electron Microscopy observations

To complete the microstructural overview of the soil, SEM images were performed on different part of the embankment (Figure IV.6).

On the untreated soil (Figure IV.6a), the soil showed recognizable smectite particles. Figure IV.6b and Figure IV.6c present SEM from samples respectively taken at 0.30 m and 4.10 m of horizontal distance of section 1. In the central part (Figure IV.6e), a coating on the surface of the particles was clearly observed. This coating can be attributed to the precipitation of hydrated gel (i.e. C-S-H gel) as a result of the development of pozzolanic reactions. In the outer part of section 1 (Figure IV.6b), the soil appeared to be very porous, with visible voids between particles. Visible pores between 1 and 2 μm were observed, in accordance with the pore size distribution of the soil detected by means of MIP (Figure IV.6).



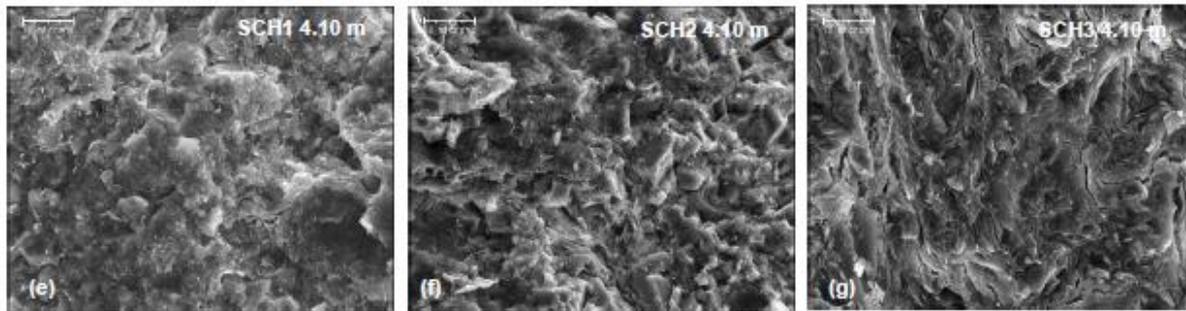


Figure IV.6. SEM pictures from the untreated specimen (a) and from the edge and inner part of each sections (b,c,d,e,f,g).

SEM observations of samples taken from section 2 of the embankment are shown in Figure IV.6c and Figure IV.6f. The clayey particles of the specimen taken at 4.10 m of the section seem to be covered with hydrates gel, suggesting that pozzolanic reactions occurred in the soil. The sample coming from the outer part of section 2 also showed a porous structure (Figure IV.6c). No evidences of hydrated phases have been observed on the samples surface.

Figure IV.6d and Figure IV.6g show images of the samples collected in section 3 of the embankment. In the internal part of the section, the presence of hydrated gel phases covering the sample surface was observed (Figure IV.6g). The sample coming from the outer part of section 3 are presented in Figure IV.6d. The fabric observed was similar to the fabrics detected in the outer part of section 1 and section 2.

4.5.3. Conclusions on the micro-structural analysis

The micro-structural analysis of the soil was carried out at the edge, and in the inner part of 3 different sections of the embankment. The MIP tests performed clearly revealed a complete reorganization of the fabric of the soil at 0.30 m of horizontal distance from the edge. For instance, in section 2 the intruded void ratio e_{MIP} measured at the edge was similar to the one obtained at 4.10 m of horizontal distance. But the micro-pore void ratio in the same point was 61% less than the inner part, while e_{MACRO} increased to 134%. The fabric of the soil changed from a bimodal repartition to a unimodal repartition.

The dominant class of pore, comprised between 1 μm and 2 μm , can also be noticed on SEM images performed in the outer part of the embankment. The unimodal distribution of pores has usually been observed on expansive soils subjected to free swelling (Ferber et al., 2008; Romero and Simms, 2008; Tran, 2014), but the increase of medium-size pores has also been observed on lime-treated clayey samples exposed to CO_2 (Xu et al., 2020). This complete

restructuration could explain the modified mechanical behaviour of the soil, as the yield stress measured at the edge of each section was constantly lower than the yield stresses of the compacted untreated soil.

SEM observations also highlighted that, unlike specimens from the inner part of the embankment, no cementitious compounds could be observed on samples taken at 0.30 m of horizontal distance. These observations are in line with the mechanical behaviour of the soils sampled at 0.30 m of horizontal distance, which correspond to the behaviour of the untreated soil. The absence of secondary products (C-A-S-H), responsible for the enhancement of the overall strength and stiffness of soils, could explain this modified mechanical behaviour.

The observations made on section 1 and section 2 were quite equivalent. The two samples taken at the internal part of both sections have shown a similar bimodal fabric, highlighting once again the repeatability of the tests performed.

4.6. Physico-chemical analysis

4.6.1. Distribution of pH

The pH tests were performed on samples taken at various horizontal distances of each section (Figure IV.7). The pH value of the untreated part of the embankment was 7.79, this value was equivalent to the pH of the untreated sample prepared in laboratory. It is worth mentioning that in section 1 and section 2, the pH levels obtained at a depth of 0.30 m were also quite close to the one of the untreated soil.

In section 1, pH values were measured between 7.80 and 11.29. The lowest value of 7.80 was found at 0.30m of horizontal distance, which is very close to the pH of the untreated soil. An increase in pH was measured at a depth of 0.80, with a pH value of 9.9. At a horizontal distance of 2.30m, the pH levels stabilized between 11.15 and 11.29. The same observations were made in the second compartment, with pH values at a depth of 0.30 m equivalent to the pH of the untreated soil. Values of pH increased to 9.6 at a depth of 0.80m, and then 10.81 at 1.30 m, after 1.80 m, pH stayed between 11.00 and 11.19.

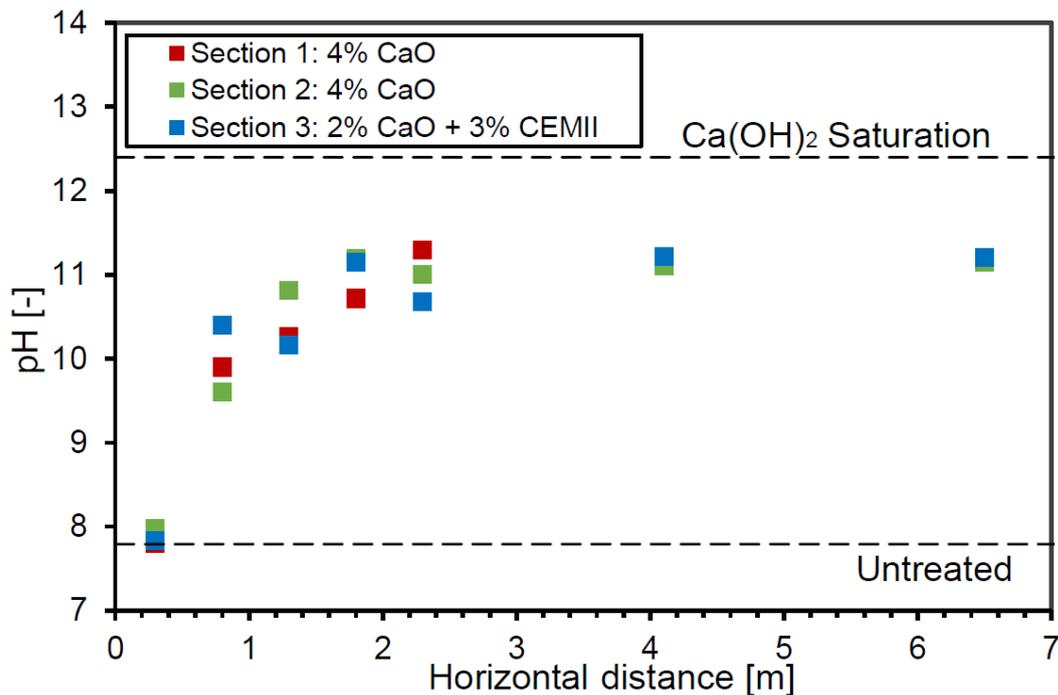


Figure IV.7. pH distribution measured at the edge and at the inner part of each sections.

Values of pH measured in Section 3 are in line with the other values found in the first two sections. At 0.30 m of horizontal distance, pH was almost equivalent to the pH of the untreated (pH=7.83). A progressive increase was measured from 0.80 m to 1.80 m, until reaching constant values of 11.07 ± 0.26 .

4.6.2. X-Ray Powder Diffraction

XRPD tests were performed on different samples coming from the outer part (Figure IV.8a) and central part (Figure IV.8b) of each section of the embankment. Diffraction patterns were compared to the XRPD test performed on the untreated sample coming from the embankment. Reflections due to the presence of quartz, plagioclase, vermiculite and mica were observed on the untreated specimen. No carbonates (calcite or dolomite), sulphate (gypsum or anhydrite) or sulfide phase (pyrite or pyrrhotite) were detected throughout XRPD tests. The mineralogical composition of the soil is in line with the composition established at construction time (Froumentin, 2012).

The composition of the soil sampled in the inner part of each section is presented in Figure IV.8a. Traces of calcite ($2\theta=29.4^\circ$) and dolomite ($2\theta=31.0^\circ$) are observable in section 1 and section 2 both treated with 4% of quicklime, but also in section 3 treated with 2% lime and 3%

cement. However, no portlandite was found in the samples. In the XRPD patterns, phases such as calcium silicate hydrate gels can not be detected due to their amorphous state (Diamond and Kinter, 1965; Eades and Grim, 1960; Abdi and Wild, 1993).

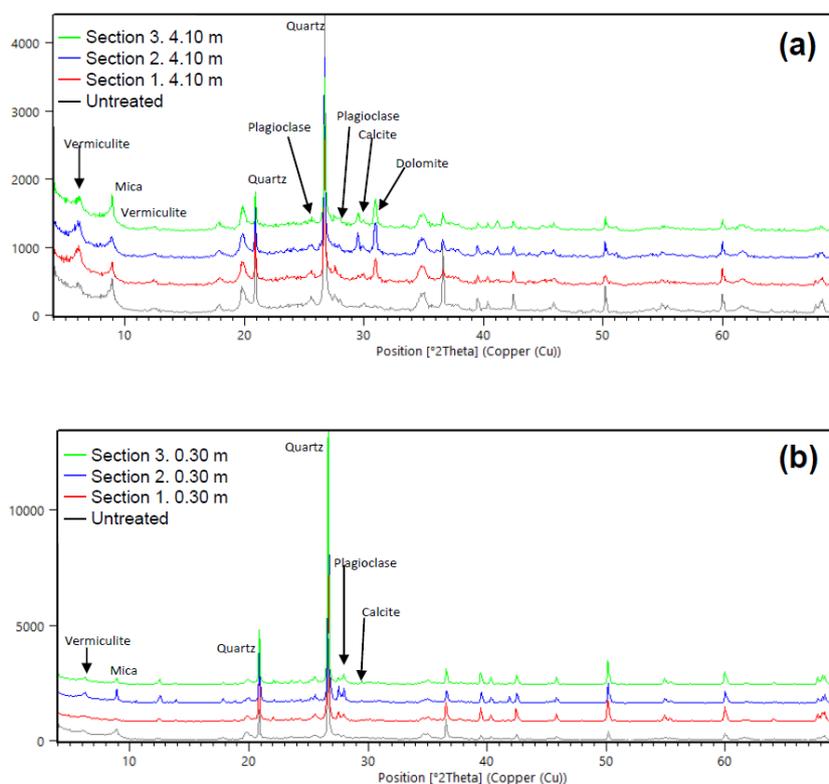


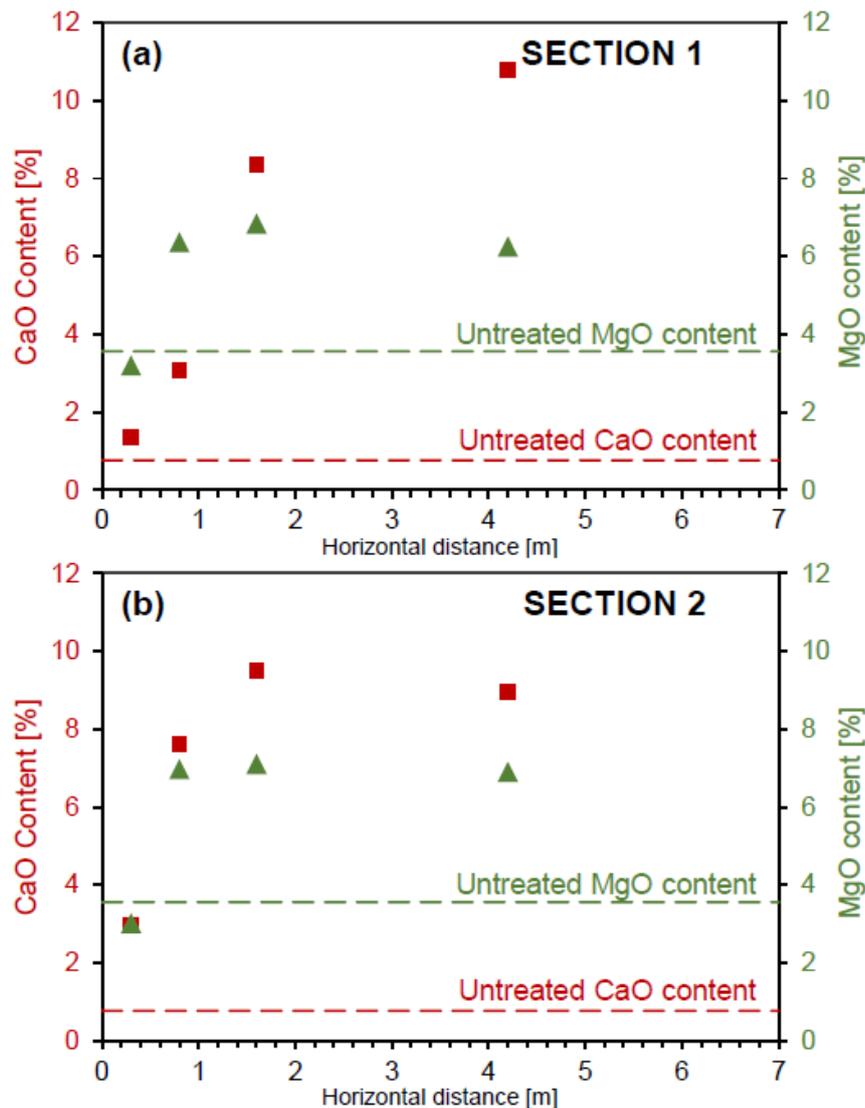
Figure IV.8. X-ray diffraction pattern of samples from the edge and the inner part (a), and the edge (b) of each section.

Diffraction patterns determined on the samples coming from the outer part of the three sections are shown in Figure IV.8b. The composition of the soil from each section was very similar to the composition of the untreated soil. It is made of quartz with presence of vermiculite, mica and plagioclase feldspar. As for the untreated sample, no calcite/dolomite were found in the samples coming from the edge of the embankment.

4.6.3. Micro-X Ray Fluorescence

The Micro-X Ray Fluorescence μ -XRF were performed on samples coming from the inner and outer parts of each section of the embankment (Figure IV.9). In section 2, two complementary tests were performed at 0.80 m and 1.60 m of horizontal distance. These tests were compared to the μ -XRF of the untreated soil sampled in the embankment. The untreated soil had a low

content of calcium ($\text{CaO} < 1\%$) and magnesium ($\text{MgO} \cong 3.56\%$), but a high presence of aluminum ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cong 19\%$) and silicon ($\text{SiO}_2 \cong 63\%$). The addition of lime is detected in specimens from the internal part of sections 1 and 2, as a higher presence of calcium oxide ($\text{CaO} \cong 10.79\%$ for section 1 and $\text{CaO} \cong 8.97\%$ for section 2) and magnesium oxide ($\text{MgO} \cong 6.26\%$ for section 1 and $\text{MgO} \cong 6.90\%$ for section 2) was observed (Figure IV.9a and Figure IV.9b). Aluminum and silicon were still detected in these specimens in a lower amount compared to the distribution measured in the untreated soil. The dissolution of silicon and aluminium at high pH during pozzolanic reactions might explain this drop of value. Specimens coming from 0.80 m and 1.60 m of horizontal distance of section 2 had a similar composition. High content of calcium was also found in both samples. However, specimens from the outer part of sections 1 and 2 had a less amount of calcium (1.3% and 2.9% for the outer part of section 1 and section 2 of the embankment).



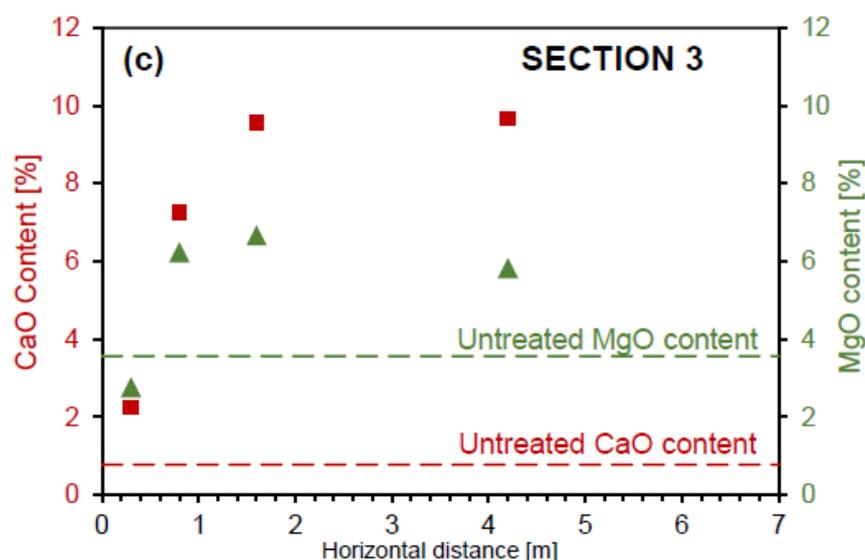


Figure IV.9. CaO and MgO content of the untreated specimen and of samples coming from the edge and the inner part of each samples.

The same observations were made on the soil treated with 2% lime and 3% cement (Figure IV.9c). In the central part of section 3, a high percentage of calcium (CaO = 9.67%) and magnesium (MgO= 5.83%) was measured, while the percentage of aluminium (Al_2O_3 =16.86%) and silicon (SiO_2 = 53.33%) decreased compared to the untreated soil. The specimen from 0.30 m of horizontal distance, showed chemical similarities with samples coming from the edge of sections 1 and 2. The amount of calcium dropped to 2.25, while the amount of magnesium present in the system also decreased from 5.86% in the inner part to 2.76% in the outer part of the section.

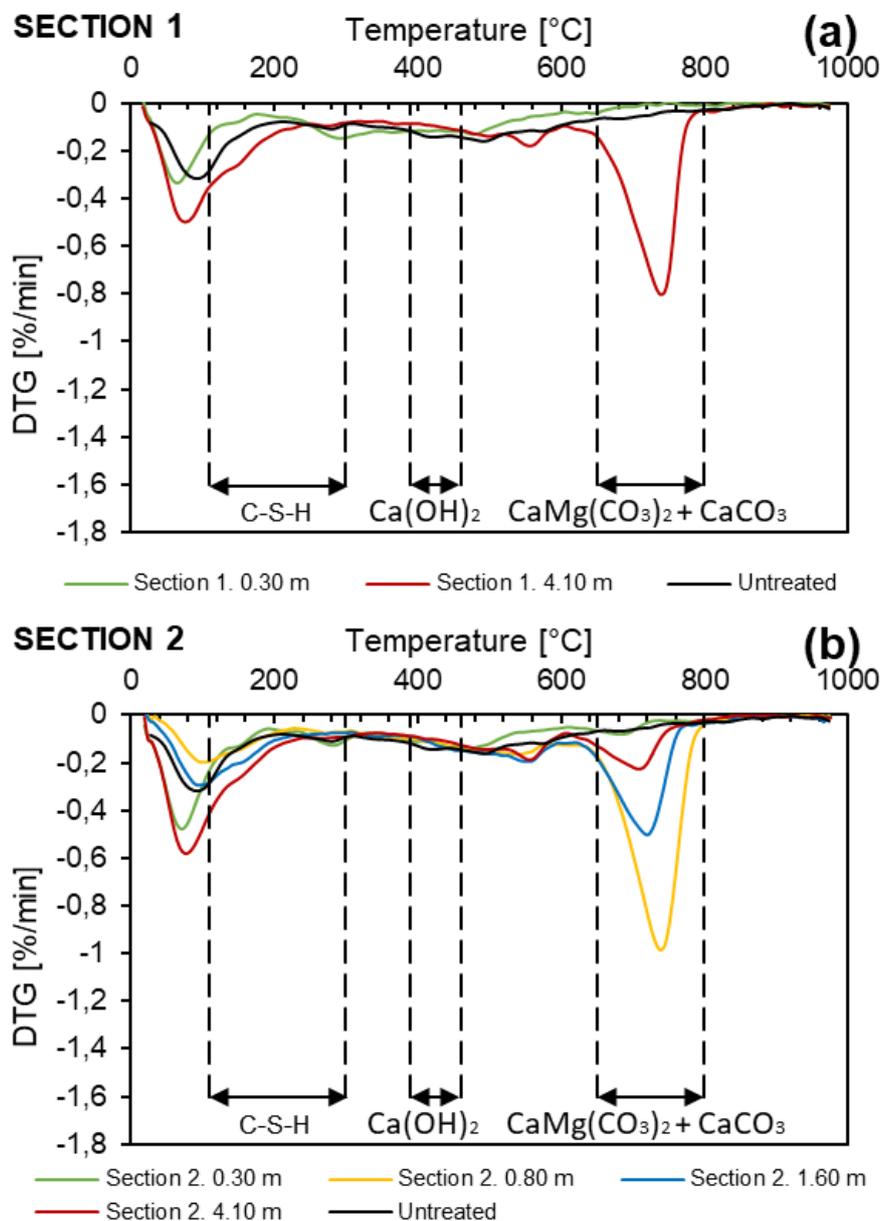
4.6.4. Thermal analysis

TGA curves are presented for all three sections in Figure IV.10. References corresponding to different ranges were proposed: 390-460 °C characteristic of portlandite, 650-800 °C characteristic of calcium carbonates, and 110-300 °C characteristic of hydrates. For each section, the internal and external parts of the embankment were compared.

For section 1 (Figure IV.10a), thermal analysis of the specimen from the central part showed a weight loss between 110– 300 °C mainly due to dehydration of new formed calcium hydrates as products of pozzolanic reactions. The mass loss in the temperature range of 650 –800 °C evidenced the decomposition of calcium carbonate, whereas no additional peaks between 390 °C and 460 °C due to dehydration of portlandite were observed. The specimen sampled at 0.30

m of horizontal distance showed low reaction to calcium constituents. No mass loss in the typical temperature range of portlandite, hydrates and carbonates were detected.

Samples collected from section 2 presented a similar composition (Figure IV.10b): the specimen collected at 0.30 m of horizontal distance, did not show mineralogical phases which can be linked with lime treatment (i.e., portlandite or/and hydrated phases). DTG curves of the specimen from the inner part of section 2 revealed the presence of hydrates in the soil, as well as calcium carbonates, evidenced by the weight loss between 110-300 °C and 650-800 °C.



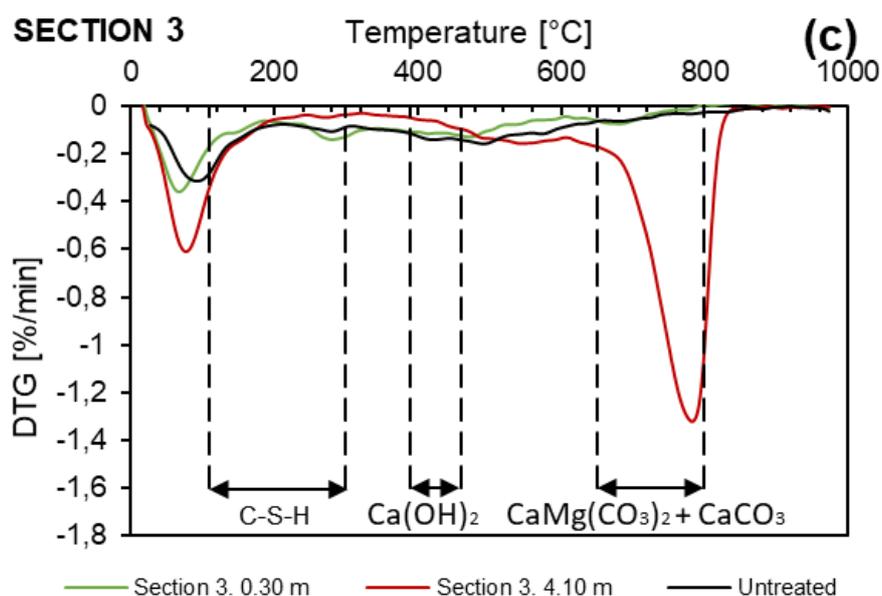


Figure IV.10. TGA analysis of the untreated specimen and of samples coming from the edge and the inner part of section 1 (a), section 2 (b) and section 3 (c).

Same observations were made on the two samples from section 3 (Figure IV.10c). A relevant mass loss in the temperature range of 650 – 800 °C showed the decomposition of high amount of calcium carbonates in the sample coming from the internal part of section 3. Presence of secondary phase was also visible on this part of the section. However, carbonates and hydrates could not be found on the outer part of this section.

4.6.5. Conclusions on the physico-chemical analysis

The physico-chemical analysis of the soil was carried out through XRPD, μ -XRF and TGA at the edge and in the central part of each section of the embankment. μ -XRF tests results clearly showed a high decrease of calcium on the edge of the three sections of the embankment. This observation was confirmed by thermal analysis, as no lime products were detected in the different samples. The loss of calcium at the edge of each section could be explained by the leaching of the treatment caused by water percolation. The remaining calcium might be part of calcite crystals formed shortly after the construction, but cannot arguably come from the pore water of the soil, as pH measured at the edge of the embankment were very similar to the pH of the untreated material. Other tests performed at 0.80 m and 1.60 m of horizontal distance of section 2 evidenced that the leaching process only occurred shallowly in the embankment.

In samples coming from the internal part of each section, the formation of hydrate was clearly identified. TGA analysis pointed out the presence of C-S-H products at the central part of the embankment. High and stable pH around 11.20 was also measured from a horizontal distance of 2.50 m. The addition of lime induced the increase of pH up to 12.45, corresponding to the saturation of portlandite in the pore water of the soil. This high pH could enable the dissolution of the constituents of the soil (alumino-silicates) which promoted the development of pozzolanic reactions. At 4.10 m of horizontal distance, the decrease of silicium (compared to the untreated soil) detected on μ -XRF tests is a consequence of the formation of secondary products such as C-S-H, similarly to the observation made by Akula et al. (2020) on a lime-treated silt. The decrease of pH from 12.45 to 11.20 is also indicative of the ongoing of pozzolanic reactions which consumed calcium cations. The system stabilised to a pH of 11.11 ± 0.10 , which broadly matches the minimum pH required for the dissolution of silicium.

4.7. Discussion

The results highlighted a significant reduction of the macroscopic performance of the treated clayey soil towards the edge of the backfill. At 0.30 m of horizontal distance, the shrinkage behaviour and the compressibility of the treated soil were similar to the behaviour of the untreated specimen (Figure IV.3 and Figure IV.4). A decrease of the mechanical performances was observed on each section between 0 and 2.50 m of horizontal distance. However, the soil sampled in the inner part of the structure exhibited a mechanical behaviour close to that of the same material prepared and treated in laboratory at constant moisture content and in sealed conditions (Stoltz et al., 2014). These observations appeared to be significantly correlated to the variation of the physico-chemical characteristics (pH, magnesium content, etc.) as well as to the microstructural features of the samples (Figure IV.5 and Figure IV.6). For instance, the calcium content and the pH at the edge of the backfill are very close to the one of the untreated soils, and strong modification of the pore size distribution was observed. In this context, the main objective of this section is to identify the potential mechanisms that could explain the observations, and thus to evaluate the long-term behaviour of treated expansive soils exposed to climatic conditions.

The potential impact of leaching was first examined. The mechanical performance of materials exposed to water circulation is related to the quantity of water passing through the soil (Le Runigo et al., 2011). In the case of the experimental embankment of Héricourt, a site-specific meteorology station on the top surface recorded the meteorological data every 30 min, including

solar radiations and precipitations (Bicalho et al., 2018). The amount of evaporated water was assessed thanks to the data gathered by the station (An et al., 2017c). A collector set at construction time also allowed to estimate the run-off water (An et al., 2017b). Thus, the percolated water could be estimated, revealing that more than 90 % of precipitations infiltrated in the embankment. These observations are in line with the continuous monitoring of the structure, since tensiometers and TDR sensors revealed that the suction fluctuated between 0 and 300 kPa and volumetric moisture content between 35 and 39 % at 0.25 m of horizontal distance (Boussafir et al., 2016; Bicalho et al., 2018). Water percolation could have induced the leaching of soil compounds needed for the production of cementitious bonds (e.g. McCallister and Petry, 1991). For instance, Deneele et al. (2016) studied the effect of water percolation periods on the mechanical behaviour of a treated silt. Water circulation in the treated samples led to a progressive decalcification of C-S-H and a concomitant release of silicon and aluminium. The impact of percolated water is clearly observable at the edge of the embankment. The loss of calcium observed by means of μ -XRF analysis at 0.30 m of horizontal distance of all tested sections clearly indicated that a proportion of the binder used for the treatment vanished over time (Figure IV.9). Furthermore, the drop of pH values at the edge of each section could also be explained by the leaching of pore water containing calcium cations.

Secondly, the potential contribution of carbonation to the observed degradation was assessed. Carbonation can occur when calcium and/or magnesium present in treated soils are exposed to carbon dioxide. In the case of expansive soils, calcite CaCO_3 and dolomite $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ could be formed by decalcification of C-S-H compounds (Nakarai and Yoshida, 2015; Ho et al., 2017; Vitale et al., 2021). Carbonation of C-S-H products was confirmed by TGA analysis: the chemical composition of samples in the internal part of the embankment revealed the significant presence of calcite/dolomite (Figure IV.10). The continuous monitoring of moisture content and suction showed significant variation of suction and moisture content on the external part of the structure. CO_2 intrusion might have been enhanced through the edge of the embankment during drier periods experienced by the outer part of the backfill, since air permeability increases with suction (Stonestrom and Rubin, 1989; Roy and Rajesh, 2020). Carbonation also consumes the calcium cations in the pore water and, consequently, lowers the pH of the system (McCallister and Petry, 1991; Das et al., 2022b). The gradual drop of pH from 11.20 at 4.10 m of horizontal distance to 7.90 at 0.30 m might be a combined consequence of leaching and a

process of carbonation at the edge of the embankment (Figure IV.7). However, calcite and dolomite were not detected by thermal analysis at the edge of the sections of the embankment. This might indicate that the leaching of the treatment occurred early during the lifespan of the embankment, otherwise calcite or dolomite would have been still observable at the edge of the embankment.

The results showed that the soil located at the edge of the structure was significantly modified over time compared to the inner part of the structure. This appeared to be the consequence of several processes that occurred after the construction of the backfill, with a significant impact of the exposure to environmental loads. After the addition of binder at construction time, the flocculation process completely changed the fabric of the soil. Portlandite was consumed by the system and the addition of binder caused the increase of pH, thus pozzolanic reactions started producing cementitious compounds. Shortly after the construction, water circulation due to infiltration occurred at the edge of the embankment. Calcium cations in the pore water were leached and the progressive decalcification of the C-S-H started. This process induced an alteration of the treatment's effects on the mechanical and shrinkage behaviour of the soil close to the edge of the embankment. The complete destructure of the samples fabric taken at the edge, might be the result of a possible swelling of the soil, after the loss of treatment. At further horizontal distances in the embankment, cementitious products are less impacted by water circulation, but are still exposed to the CO₂ in the system. The formation of calcite and dolomite in the treated soil induced another decalcification of C-S-H, which could explain the mechanical behaviour of the soil deeper in the embankment.

4.8. Conclusions

The main objective of this study was to assess the *in situ* behaviour of expansive clayey soil treated with lime and lime/cement. An existing trial embankment constructed in 2010 was sampled in 2021 between the edge and the core of the backfill. The hydro-mechanical performance of the treated soil was compared to the initial characteristics of the samples determined at the time of construction or available in existing studies. Further analysis, regarding the microstructural and physicochemical aspects provided substantial information on the evolution of the treated soil over time. The following conclusions could be drawn from this study:

- From a mechanical point of view, a weathered area was evidenced between the edge and 2.50 m of horizontal distance. These observations on the edge appeared to be significantly correlated to the variation of the physico-chemical characteristics (pH, calcium content, etc.) as well as to the microstructural features of the samples. Beyond this distance, the hydromechanical behaviour of the soil was stable with yield stress values significantly higher than the yield stress of the untreated soil. This could indicate that the inner part of the backfill has been better preserved from significant alteration while the first 2.50 m were significantly impacted by environmental loads.
- The alteration of the mechanical behaviour between 0 and 0.80 m appeared to be related to the decalcification of cementitious products following rainwater circulation in the soil. Environmental loads might also have impacted the fabric of the soil in the longer term, as a complete restructuration of the soil microstructure has been evidenced at the edge.
- Between 0.80 m and 2.50 m, a carbonation process was evidenced by pH, XRPD and thermo-gravimetric analyses. CO₂ exposure may have played a significant role regarding the extent of the weathered area, as carbonation of C-S-H could explain the decrease of the mechanical performances of the soil.
- For each section of the embankment, a similar extent of the weathered area was detected. The rearrangement of the structure of the soil and the physicochemical changes observed between the inner and the outer part of the embankment were equivalent on both sections treated with 4% lime and on the third section treated with 2% lime and 3% cement. Thus, equivalent time-evolution of both treatments was observed, regardless of the choice of treatment selected for each section.
- After 2.50 m of horizontal distance, the mechanical behaviour and the microstructure of the soil are in line with the observations made by (Stoltz et al., 2014) on samples treated and cured in laboratory. The chemical composition of the soil sampled in the inner part suggest that a minor proportion of the added calcium transformed into calcite/dolomite. However, further studies are required to understand the long-term evolution of carbonation deeper in the embankment.

This study notably pointed out that the behaviour of the soil heavily depends on its position within the structure and the environmental conditions. As the durability of structures built from

treated clayey soils, and their degradation kinetics over time remain complex, additional studies at various stages of the structure's lifespan are necessary to evaluate their durability.

Conclusion du chapitre 4

L'objectif de ce chapitre était de déterminer les mécanismes responsables de l'altération observée en bordure des 3 casiers du remblai dans le chapitre précédent. L'analyse de la composition chimique et minéralogique du sol à différentes distances horizontales dans l'ouvrage a permis d'identifier les processus physicochimiques qui ont eu lieu dans le matériau au cours du temps. L'évolution de la microstructure du matériau en bordure de l'ouvrage a également permis de mieux comprendre l'origine de l'altération dans cette partie du remblai. À partir des résultats obtenus pendant cette étude, deux mécanismes semblent avoir eu un impact sur le comportement hydromécanique du matériau traité.

Le premier processus correspond à la décalcification des produits cimentaires suite à la circulation d'eaux pluviales dans le sol. Ce mécanisme semble responsable de l'altération du comportement mécanique entre 0 et 0,80 m, zone dans laquelle une perte de la teneur en calcium et une baisse significative du pH ont pu être observées. La percolation d'eau dans le sol a également impacté la structure du sol, avec une restructuration complète de la microstructure en bordure de l'ouvrage.

Entre 0,80 m et 2,50 m, un second processus est en jeu : la carbonatation du traitement par la formation de calcite et/ou de dolomite dans le sol. Ce phénomène a pu être observé à partir des analyses de pH, de diffraction des rayons X et des analyses thermogravimétriques du matériau à plusieurs distances horizontales à la surface du talus. La carbonatation des produits C-S-H est fonction de l'exposition du sol au CO₂, et peut expliquer la baisse des performances mécaniques du sol.

Le phénomène de carbonatation du traitement a pu être favorisé par l'apport de CO₂ sous forme liquide lors du renouvellement de l'eau pendant les phases de percolations. L'entrée du CO₂ dans la bordure de l'ouvrage a également pu être aidée par l'augmentation de la succion dans le sol lors de phases de séchages.

À la suite de cette étude, il est cependant délicat d'apprécier la contribution de chaque processus dans la dégradation du comportement hydromécanique. Le rôle des cycles hydriques dans l'altération du comportement hydromécanique du matériau reste ainsi notamment difficile à évaluer. De plus, peu d'études se sont penchées sur les processus d'altérations ayant lieu dans un matériau traité exposé à des cycles de séchage et d'humidification. Cet aspect sera plus particulièrement traité dans le prochain chapitre.

Chapitre V. Mécanismes d'altérations relatifs à l'altération du comportement hydromécanique d'une argile traitée à la chaux soumise à des cycles hydriques

Le chapitre précédent a permis de mettre en évidence les différents processus responsables de la dégradation du comportement hydromécanique d'un argileux traité lorsqu'il est exposé aux agents environnementaux. Les résultats des essais effectués ont notamment révélé une décalcification des composés cimentaires par lessivage et par carbonatation. Des cycles hydriques de faible amplitude ont également été mis en évidence par l'intermédiaire des sondes tensiométriques installées dans l'ouvrage. L'impact reste sur le comportement mécanique reste difficile à déterminer.

L'objectif de ce dernier chapitre est donc d'évaluer les processus d'altérations relatifs à l'exposition d'un sol traité à des cycles de séchage et d'humidification. Pour étudier l'effet des cycles hydriques, des éprouvettes de sols ont été préparées à partir des carottages verticaux effectués dans la partie interne du casier 2 du remblai. Le chapitre précédent a également permis de montrer que dans la partie interne de ce casier, le sol traité n'avait pas subi d'altération significative. Les éprouvettes ont donc subi une cure in situ depuis la construction de l'ouvrage.

Ces éprouvettes de sol ont ensuite été soumises à des conditions environnementales simulées à travers des cycles d'humidification et de séchage contrôlés par succion. Les échantillons ont été soumis à 2 à 5 cycles hydriques, tandis que différentes amplitudes de succion de 0,30 MPa à 95 MPa ont été appliquées. La variation de hauteur et la compressibilité du sol ont ensuite été évaluées par des essais œdométriques. Les modifications de la structure du sol à l'échelle microscopique ont été évaluées par des essais de porosimétrie à intrusion de mercure (MIP),

tandis que la composition chimique a été évalué par analyse thermogravimétrique (TGA), fluorescence de rayon X (XRF) et des mesures de pH. L'analyse des résultats permet de proposer un mécanisme de dégradation associé à l'exposition à des cycles hydriques, d'un sol argileux gonflant traité à la chaux.

Ce chapitre est présenté tel qu'il a été publié dans *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.

Multi-scale analysis of an expansive lime and/or cement treated soil exposed to long-term climatic conditions

Nicolas Chabrat, Giacomo Russo, Enza Vitale, Olivier Cuisinier, Farimah Masrouri

Soumis à Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, le 20/08/2023

Abstract:

The present experimental study is focused on analyzing the degradation processes of the mechanical performances of a lime-stabilised expansive clay exposed to wetting/drying cycles of various amplitude. Fully cured specimens were exposed to several wetting and drying cycles with suction-controlled techniques, and the maximum suction applied during the cycles ranged from 0.30 MPa to 95 MPa. The specimen's height was monitored during the cycles, and the compressibility of the soil was determined through oedometer tests. Structural modifications at the micro-scale were evaluated through mercury intrusion porosimetry tests (MIP) and scanning electron microscopy (SEM), while physico-chemical properties were assessed by means of micro-X-ray fluorescence, thermogravimetric analysis and pH measurements.

The results evidenced plastic shrinkage deformations of the stabilized soil after the first two drying phases, while subsequent cycles induced only elastic deformation of the sample. The cycles induced a degradation of the mechanical properties of the specimens, the intensity of the degradation being directly related to the maximum suction applied during the cycles. After two cycles with the largest amplitude, the compressibility of the treated specimens was equivalent to the untreated soil, indicating the strong detrimental impact of the cycles. The results showed that the contribution of physico-chemical processes to the material degradation such as carbonation and leaching was found to be negligible. However, the SEM and MIP tests showed that the cycles altered the fabric of the soil, and that the extent of the modifications of the microstructure was linked with the degradation rate of the hydromechanical performances of the soil. When the maximum suction applied during the cycles remained below the air entry value, there were limited degradations in mechanical performances which were associated to the modification of the macrostructure with the creation of macro-cracks. When suction

exceeded the air entry value, complete degradation occurred with a major reorganisation of the micro-porosity.

This study highlighted that the main deterioration mechanism of lime-treated expansive soils exposed to cyclic wetting and drying is connected to micro-structural changes whose intensity were controlled by the amplitude of the cycles. The improved understanding of these mechanisms, as provided by this work, has the potential to more effectively forecast the conditions that could promote durability of lime-stabilised expansive soil.

Keywords: Soil stabilization; durability; wetting and drying cycles; expansive soils; compressibility; microstructure; physico-chemical aspects.

5.1. Introduction

Soil stabilization with lime is a common method to improve low-quality soils for the construction of earthen structures. Lime addition improves the mechanical performances of the soil (Brandl, 1981; Rajasekaran and Narasimha Rao, 2002; Rao and Shivananda, 2005; Poncelet and François, 2022) associated to the decrease of swelling and shrinkage potential (Russo et al., 2007; Al-Mukhtar et al., 2012; Guidobaldi et al., 2017; Vitale et al., 2020).

The alteration of mechanical performances over the service life of treated soils when exposed to seasonal wetting and drying cycles is one of the major concerns of the improvement technique. Indeed, several studies showed that wetting and drying cycles can alter the beneficial effects of treatments on soil performances (e.g., Consoli et al., 2017; Gowthaman et al., 2022; Wassermann et al., 2022). Various methodologies have been employed to simulate the wetting and drying cycles during laboratory experiments. For instance, Chittoori et al. (2018) worked with lime-treated clayey soils (at 6% and 8%) that were cured for 7 d and conducted uniaxial compressive strength tests after 3, 7, 14, and 21 cycles following the ASTM D559-03 (1995) method. This standard recommends 5 hours of immersion in water at room temperature, followed by 42 hours in an oven at 71°C. They observed a significant decrease in strength with an increasing number of cycles. The authors also highlighted the role of mineralogy, observing that higher smectite contents corresponded to more relevant decrease of mechanical strength, as confirmed by other authors (e.g., Al-Taie et al., 2020). Such aggressive protocols may however lead to over-conservative conclusions when assessing the service life of in situ stabilized soils (e.g., Chittoori et al., 2018). The major importance of the experimental protocol to impose the wetting and drying cycles has been highlighted by some authors. (Stoltz et al., 2014) studied the impact of the amplitude of wetting and drying cycles on the mechanical behaviour of an expansive clay treated with lime, evidencing a progressive increase of swelling associated to strength reduction for increasing suction levels. They employed osmotic suction-controlled techniques to impose different wetting and drying amplitudes to the specimens. The results evidenced a progressive increase of the swelling properties associated to a loss of strength with higher suctions applied upon drying. Mehenni et al. (2020) also studied the effect of wetting and drying cycles by using a climatic chamber with relative humidity control for the drying phase (drying at $H_R = 55\%$ for 7 d, wetting by capillary rise for 7 d), showing that the decrease of strength after a number of cycles was reduced if the amplitude of the cycles was limited. Therefore, a key factor in the degradation of the mechanical performance of lime-

stabilised soils exposed to wetting and drying cycles is the amplitude of the wetting and cycles. Nevertheless, only very few studies investigated the role of the amplitude of the cycles.

In addition, the degradation mechanisms associated to wetting and drying cycles are still poorly understood. Indeed, most of the available studies on the impact of wetting and drying cycles are based on results obtained at the macroscopic scale, without deciphering the different microstructural and physico-chemical processes occurring during cycles. Thus, the mechanisms responsible for the degradation of lime-stabilised soils exposed to wetting and drying cycles still need to be identified. In the case of untreated compacted clays, several environmental-driven deterioration processes have been suggested (Morsy et al., 2023): strength softening (Skempton, 1964), desiccation cracking (Rosone et al., 2018; Cheng et al., 2020; Yu et al., 2021), downslope ratcheting (Take and Bolton, 2011; Lees et al., 2013) and softening of clay lumps during wet seasons (Skempton, 1996). Stirling et al. (2021) demonstrated that deterioration results from exceeding the previous maximum stress experienced by the material, and that deterioration mechanisms can be classified into four categories: irrecoverable microstructure deformation, which alters clay fabric, changes in soil-water retentivity and hydraulic permeability, loss in strength and macroscale deformation, which results in material softening. In the context of lime stabilisation, very few studies attempted to consider how the climatic conditions may interfere with the physico-chemical processes responsible for the performance improvement. Tang et al. (2011) and (Stoltz et al., 2014) provided some evidences that the bonding induced by lime-treatment could be altered by successive wetting and drying, with a significant modification of the microstructure along the cycles. Physico-chemical transformations may also occur during wetting and drying periods. Indeed, the increase of the soil suction during dryer phases leads to the increase of the air permeability of the soil (Stonestrom and Rubin, 1989; Roy and Rajesh, 2020), which increases the overall exposure of the soil to CO₂. In the case of expansive clayey soils stabilized with lime, the exposure to CO₂ can progressively lead to the production of calcite in the soil. This phenomenon known as carbonation leads to the progressive decalcification of C-S-H products, which will eventually alter the macroscopic properties of the soil (Nakarai and Yoshida, 2015; Ho et al., 2017; Vitale et al., 2021). Several processes may interfere with the treatment after wetting and drying cycles. Exposure to water during the wetting phase of the cycles may result in the progressive leaching of the calcium. Some authors showed, during continuous leaching experiments, that calcium

leaching could lead to a degradation of long-term mechanical behaviour of a lime stabilised soil (Le Runigo et al., 2011). There is thus a limited knowledge on the mechanisms involved in the alteration processes triggered by the exposure to successive wetting and drying cycles, and the relative importance of each process.

In this context, a laboratory study has been performed to understand the link between wetting and drying amplitude, micro-scale changes in fabric, physico-chemical properties alteration and the modification of the mechanical behaviour of a lime-treated expansive soil exposed to wetting and drying cycles. Lime-stabilised specimens were exposed to successive wetting and drying cycles of different amplitudes. The hydromechanical behaviour of the expansive soil was then determined using oedometer tests. The microstructure and some physicochemical properties were also evaluated to identify the alteration mechanisms involved. In this paper, the characteristics of the lime-stabilised expansive soil specimens employed in this study are first provided. The experimental techniques are then successively exposed. The effect of the number of cycles and their amplitudes on the mechanical behaviour of the lime-stabilised soil, the microstructure and the physico-chemical properties are then discussed. This work provides new understandings of environmental-driven alteration of lime-stabilised expansive soils that is discussed in the last section.

5.2. Materials and methods

5.2.1. Tested soil

The soil employed in this study was a clayey soil classified as CH according to the Unified Soil Classification System (ASTM D2487-17, 2020), mainly composed of clay minerals such as illite, muscovite, and montmorillonite, along with the presence of quartz and feldspars. The geotechnical characteristics of this soil can be found in Table V.1. The shrinkage potential of the untreated soil, initially prepared at optimum moisture content, equal to 14,1 %, while the addition of 1% quicklime reduced the shrinkage potential to 0.1% (Stoltz et al., 2012).

Treated specimens were retrieved from the internal part of an experimental embankment built in 2010 with this expansive soil treated with 4 % quicklime (Froumentin, 2012). The quicklime was mainly composed of calcium oxide (97.2%) with a small proportion of magnesium oxide (0.96%). The addition of treatment was directly controlled by the self-propelled spreader with a honeycomb rotor, ensuring longitudinal variation less than 5% of the target dosage. After the treatment was spread, the binding agent(s) and the soil were mixed with a pulvimixer at

optimum moisture content. The soil was then compacted using a sheepfoot roller. The target dry density (Table V.2) during construction was 95% of the maximum dry density, given for each treatment according to available technical guidelines at the time of construction (LCPC, 2000). A 0.05 m thick waterproof layer of asphalt emulsion was applied on the top of the structure to preserve the soil from interactions with the atmosphere (Froumentin, 2012).

Table V.1. Main geotechnical properties of the studied clayey soil.

Parameters	Values
Passing sieve 80 μm (%)	90
Clay size content ($<2 \mu\text{m}$) (%)	70
Specific gravity G_s (-)	2,675
Liquid limit (%)	71
Plastic limit (%)	29
Plasticity index (%)	42

The lime-stabilised samples employed were collected in November 2021 in the internal part of the embankment, between a depth of 2 and 3 m from the surface and approximately 6 m from the edge of the embankment. The vertical coring was performed using water rotation to ensure the quality of the soil samples. A mean recovery rate of 97% was achieved for the cores. All cores were stored at 20 ± 5 °C in sealed tubes with an internal diameter of 100 mm and a length of 1.50 m before use. Some samples were also collected in the untreated section of the embankment at a depth of approximately 4.00 m from the surface.

Table V.2. Compaction characteristics under normal Proctor energy of the treated clayey soil used for the embankment.

Treatment	0%	4% CaO
w_{OMC} (%)	26.5	38.0
$\rho_{d,Max}$ (Mg.m^{-3})	1.45	1.244
e_i (-)	0.84	1.15

Moisture contents and dry densities were measured for each core every 0.30 m. The average moisture content was 37.5 ± 1.7 %, and the average dry density was $1.26 \pm 0.05 \text{ Mg.m}^{-3}$, in accordance with the targeted densities at construction time (Chabrat et al., 2023). The small variability of the measured values and the correlation with the data gathered at the time of

construction suggested that coring had little effect on the specimens. In addition, Chabrat et al. (2023) showed that the samples taken in the internal part of the embankment were preserved from environmental-driven alteration processes.

In situ sensors were installed at the time of construction at horizontal distances of 0.25 m and 0.75 m from the outer surface in each section (Bicalho et al., 2018; Boussafir et al., 2020). These sensors did not registered temperature below 0 °C between the date of construction and the date of sampling. In addition, in-situ monitoring showed that variations in moisture content were limited to the first meter of the backfill. At a horizontal distance of 0.25 m, the range of suction applied to the soil was from 0 to 300 kPa, while the suction range was from 0 to 100 kPa at 0.75 m. The in-situ monitoring shows that the internal part of the embankment was not exposed to significant moisture content variation since the time of construction. Therefore, it can be assumed that the curing in the internal part of the embankment was performed in a closed system, without significant exchange of moisture with the exterior. Additional investigations were performed in this study to analyse the characteristics of the samples and will be introduced in the relevant following sections.

5.2.2. Experimental techniques

The cores were stored at $20\pm 1^\circ\text{C}$ in airtight containers prior use. To prepare the specimens from the cores, a dicing saw equipped with a diamond wire was employed. Water was used to avoid heating of the sample during the cutting process. The specimens were subsequently carefully trimmed to a diameter of 70 ± 0.1 mm and a height of 12 ± 2 mm. Two specimens were exposed to the same combination of suction amplitude and number of cycles. One of the specimens was used to determine the compressibility of the material while the other was employed for the microstructural analysis and the physico-chemical analysis. The different experimental techniques employed are successively introduced in this section.

5.2.2.1. Drying-wetting experimental procedures

One of the main goals of the study was to assess the impact of the range of suction applied during wetting and drying tests on the behaviour of the treated specimens. Suctions amplitudes were first chosen to match the ranges recorded at the edge of the embankment (Bicalho et al., 2018). Wider ranges of suctions were selected to assess the effect of the amplitude of the cycles on the behaviour of the treated specimens. For this purpose, two different methods were chosen to apply different ranges of suctions. The first method employed osmotic suction-controlled

oedometers. In this technique, a semi-permeable membrane is introduced between the solution of macromolecules (i.e. Polyethylene glycol, PEG) and the soil sample. This membrane prevents the macromolecules from moving towards the sample but allows water exchange. Water movements and thus suction variations are controlled by the osmosis phenomenon: the higher the solution concentration, the higher the imposed suction (e.g., Delage et al., 1998; Cuisinier and Masrouri, 2005). The cycles were applied between saturation ($s = 0$ MPa) and suction values ranging from 0.30 MPa to 8.00 MPa were applied to the specimens following the protocol developed by (Stoltz et al., 2014). Null suction was imposed by using pure water. It took approximately a couple of weeks to perform one cycle. The second method employed climatic chamber to control the relative humidity of the soil. This procedure was selected to apply wider ranges of suctions than the suctions reached with osmotic method. The wetting process involved immersion for 48 hours, followed by a drying process in a climatic chamber (SECASI Technologies SH-600©) at a temperature of 20°C and a relative humidity (H_R) of 50% for 120 hours. This method derived from the one developed by (Stoltz et al., 2014) to simulate high-amplitude cycles, with $H_R = 50\%$ corresponding to $s = 95$ MPa and $H_R = 80\%$ corresponding to $s = 30$ MPa. During the cycles, the dimensions of the specimens were monitored to evaluate their swelling and shrinkage potential along the cycles.

5.2.2.2. Oedometer testing

Following the drying and wetting cycles, some specimens were subjected to oedometer testing under saturated conditions. These tests involved saturating the specimens and loading them by increment. To assess the effect of cementitious bonds on the mechanical behaviour of lime-treated specimens, Leroueil and Vaughan (1990) proposed using the Intrinsic Characteristic Line (ICL) of untreated soil as a reference. Based on their study, the stress sensitivity S_σ was introduced, and was considered as a practical mean to assess the contribution of bonding effects to the mechanical behaviour (Burland et al., 1996; Cotecchia and Chandler, 2000; Gasparre and Coop, 2008).

$$S_\sigma^* = \frac{\sigma'_y}{\sigma'_{y,0}} \quad (5.1)$$

This factor is defined as the ratio between the yield stress σ'_y of a “structured material” to the vertical stress $\sigma_{y,0}'$ on the Intrinsic Characteristic Line (ICL) for the same void ratio. In the

case of lime-stabilized soils, (Stoltz et al., 2014) have used this method to quantify the bonding effect of cementation due to pozzolanic reactions.

5.2.2.3. Microstructure characterisation

For microstructural and physico-chemical analysis, cubes with approximate dimensions of 10 ± 2 mm were cut from a sample after the cycles. The samples were dried using the freezing/drying method. The specimens were first immersed in liquid nitrogen at a temperature of -196°C . They were then placed in a vacuum chamber to undergo water sublimation. This protocol limits the impact of drying on soil microstructure (e.g. Delage et al., 1996; Cuisinier and Laloui, 2004). They were then stored in a sealed container until use.

To complete the microstructural analysis of the specimens, observations with Scanning Electron Microscopy (SEM) were performed using the Hitachi SU5000 microscope. Prior to observations, a gold coating was applied to the sample on a fresh fracture surface. SEM images were taken at different magnifications of $\times 1000$ and $\times 5000$.

Mercury Intrusion Porosimetry tests (MIP) were also conducted to analyse the microstructure of the specimens following wetting and drying cycles. Pore size distribution of the soil was obtained by increasing the mercury pressure in incremental steps from 0.008 to 410 MPa while monitoring the volume of mercury intrusion at each pressure increment (e.g., Cuisinier and Laloui, 2004). The Washburn equation was employed to calculate the pore radii of the specimens.

$$r = \frac{2T_s \cos \alpha}{P} \quad (5.2)$$

where $T_s = 0.485 \text{ N}\cdot\text{m}^{-1}$ is the mercury surface tension, $\alpha = 140^{\circ}$ is the fluid-to-solid interface contact angle. Mercury pressure continuously was raised from 0.014 to 410 MPa, while the intruded pore radii ranged between 90 and $0.0018 \mu\text{m}$.

5.2.2.4. Physico-chemical analysis

The pH of the samples was determined as it is essential for proper soil stabilization to maintain a high pH environment (e.g., Boardman et al., 2001). The measurements were performed using an SG23 pH meter. To prepare the samples for testing, they were initially sieved through a 2 mm mesh and then suspended in distilled water with a liquid-to-solid ratio of 5:1 (volume fraction) for 1 hour at 20°C . The pH of the resulting solution was measured in accordance with the ASTM D4972–19 (2019) standard.

X-ray Fluorescence (XRF) tests were performed to obtain the chemical composition of the soil. For XRF analysis, a M4 Tornado spectrometer (Bruker AXS microanalysis) equipped with an energy dispersive detector (SDD) and a rhodium X-ray source was used. The powdered freeze-dried soil samples were pressed into pellets with a force of 30 Mg for 45 s in a μ -XRF pellet press prior to analysis.

Thermogravimetric Analysis (TGA) were conducted using a Netzsch STA449F3 Jupiter instrument. Finely ground material weighing approximately 50 to 100 mg was heated under an argon atmosphere, ranging from room temperature to 1000°C at a rate of 10°C per minute. The first derivative of the TG curves (DTG) was utilized to obtain precise data regarding peaks in the thermogravimetric analysis. DTG curves were employed to identify the mass losses associated with calcium hydroxides, hydrates, and calcium carbonates within the samples. The analysis was performed on the freeze-dried samples.

5.2.3. Experimental program

Table V.3 summarizes the different tests performed during this study. The mechanical behaviour of the expansive soil was assessed with oedometer tests. The fabric of the soil was then evaluated as well as the physicochemical aspects of the samples to better understand the mechanisms involved in the alteration of the mechanical performances. It is worth noting that no tests were performed on specimens exposed to 5 cycles at ranges of 30 MPa and 95 MPa of suction, as the specimens were extremely degraded after such number of cycles.

5.3. Test results

The results obtained during this study are organized into three different sections. The first section corresponds to the study of the hydromechanical properties of the stabilized soil exposed to wetting and drying periods. The physico-chemical analysis of the treated soil after being exposed to wetting and drying cycles is then introduced, while the third section corresponds to the microstructural evolution of the material.

5.3.1. Hydromechanical properties

The axial deformation during the cycles was first analysed (Figure V.1). It was not possible to perform 5 cycles with the two highest amplitude since the specimens were destroyed after two cycles. After 2 wetting and drying cycles, the extent of variation in swelling and shrinkage behaviour appeared closely related to the maximum suction imposed during the cycles, ranging from less than 1% during drying at 0.30 MPa of suction up to 8 % when drying at a suction level of 95 MPa (Figure V.1). The initial drying phase upon all the ranges of suction applied consistently led to irreversible shrinkage. Subsequently, during the wetting stage following the first drying, limited swelling occurred, resulting in irreversible shrinkage strains by the end of the first cycle. However, as the number of cycles increased to 5, no significant changes in the shrinkage and swelling amplitude were observed, indicating that the materials' volumetric behaviour became elastic after the first cycle.

Table V.3. Experimental program of the study.

Specimens	Oedometer	SEM	MIP	pH	XRF	TGA
Untreated	x	x		x	x	x
N=0	x	x	x	x	x	x
N=2 0 - 0.30 MPa	x	x		x	x	x
N=2 0 - 1.00 MPa	x	x		x	x	x
N=2 0 - 8.00 MPa	x	x	x	x	x	x
N=2 0 - 30 MPa	x	x		x	x	x
N=2 0 - 95 MPa	x	x	x	x	x	x
N=5 0 - 0.30 MPa	x	x		x	x	x
N=5 0 - 1.00 MPa	x	x		x	x	x
N=5 0 - 8.00 MPa	x	x	x	x	x	x

Following the imposition of the suction cycles, the specimens were subjected to loading tests to determine their compressibility, and thus assess the impact of treatment (Figure V.2a). The compression curves obtained were compared to the one of the treated sample unexposed to wetting and drying periods. These results were also compared to the intrinsic compression line (ICL) (Burland, 1990) of the untreated soil determined from an oedometer test conducted on an untreated sample prepared at 1.5 times the liquid limit. The unaltered specimen yield stress was about 2590 kPa, the corresponding stress sensitivity ratio being equal to 7.4.

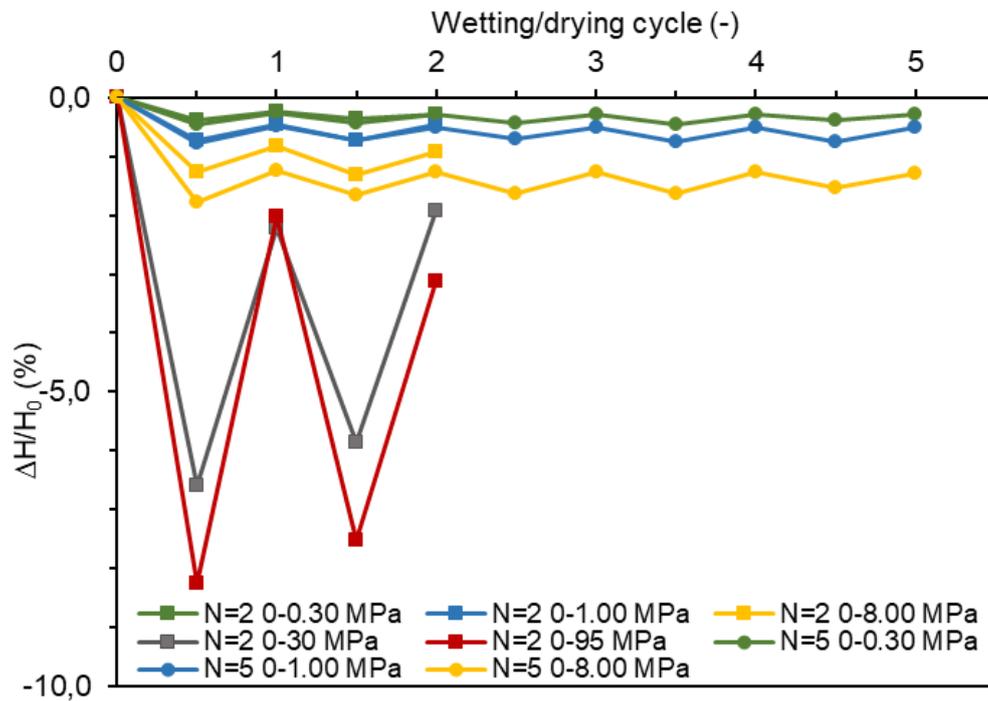


Figure V.1. Volumetric variations obtained at different ranges suctions applied upon drying after 2 and 5 wetting and drying cycles.

The results of this test were compared to the results obtained by (Stoltz et al., 2014) on the same soil stabilised with 5 % of quicklime prepared in laboratory, and tested after 180 d of curing time at constant moisture content. This specimen had a yield stress slightly lower than the one obtained on the specimens coming from the embankment ($\sigma_y' = 2210$ kPa) (Table V.4 and Table V.5). The compression index of the soil CC was higher for the soil prepared by (Stoltz et al., 2014), revealing a slightly higher compressibility for the material cured during 180 d. The compression curve of the unaltered specimen was also compared with the results obtained on the untreated material also sampled in the embankment. The untreated material was highly compressible, with a yield stress evaluated at 50 kPa. The difference between the hydromechanical behaviour of the untreated and the treated soil suggests that the addition of lime effectively improved the mechanical performances of the soil. The compressibility of the specimens collected in situ was similar to the compressibility of specimens prepared in the laboratory.

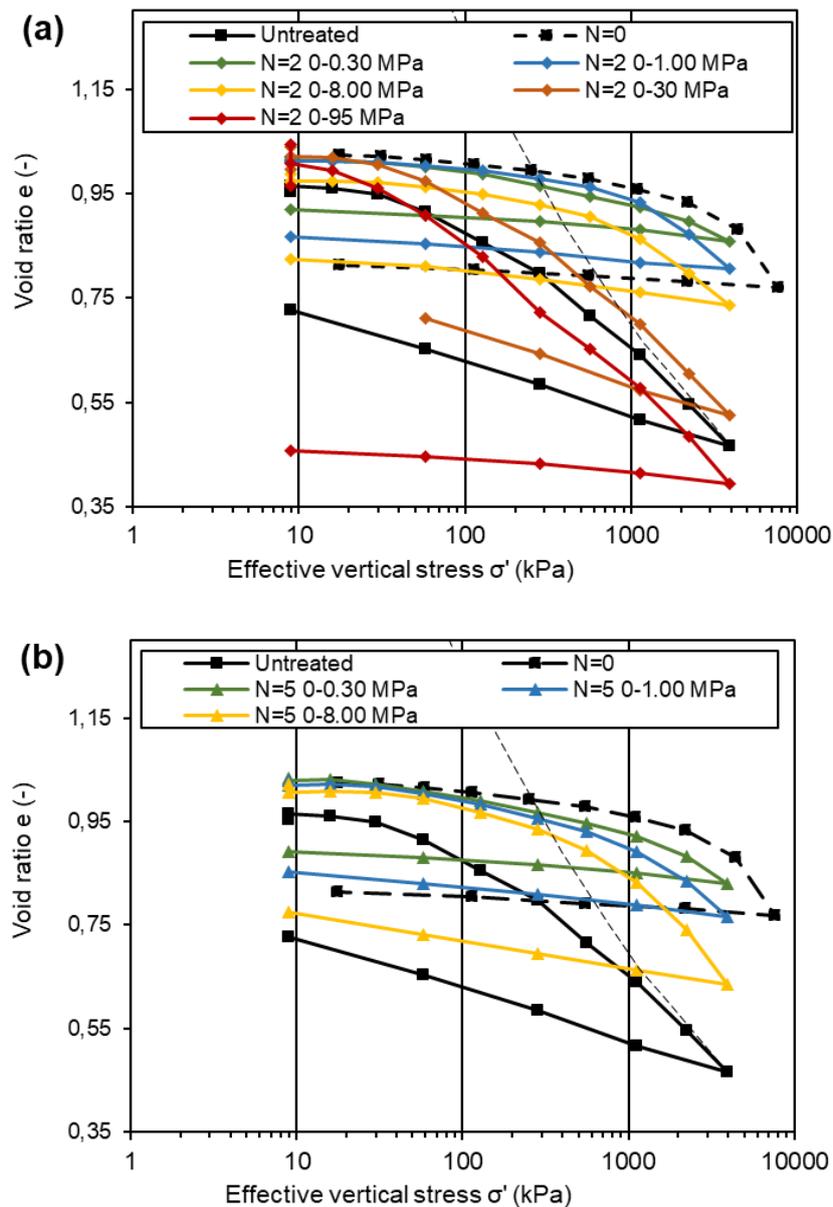


Figure V.2. Compression curve of lime-treated specimens exposed to 2 (a) and 5 (b) wetting and drying cycles with different ranges of suctions compared to the intrinsic compression line (ICL).

The impact of the cycles on the mechanical behaviour can be assessed by analysing the compressibility curves (Figure V.2). After the first two cycles, it can be seen that the higher the suction applied during the drying phase, the larger the degradation of the mechanical behaviour. The intrinsic compression line can be used as a reference to evaluate the contribution of the treatment to the mechanical behaviour. Up to an applied suction of 8.00 MPa, the compressibility is still significantly impacted by the lime treatment, and this is reflected by a sensitivity factor larger than 1.

Table V.4. Compression characteristics measured during oedometer tests on specimens exposed to 2 wetting and drying cycles with different ranges of suction.

Specimens	e_0	e_D	e_{Sat}	C_s	C_c	σ'_Y	S_σ
Untreated	0,84	-	0,95	0,03	0,25	50	0,2
N = 0	1,16	-	1,16	0,03	0,46	2600	7,4
N= 0 Lab	1,28	-	1,28	0,09	0,85	2210	19,0
N=2 0 - 0.30 MPa	1,02	1,01	1,02	0,04	0,35	2340	7,3
N=2 0 - 1.00 MPa	1,02	1,01	1,01	0,04	0,32	1240	4,2
N=2 0 - 8.00 MPa	0,99	0,97	0,97	0,05	0,27	890	2,6
N=2 0 - 30 MPa	1,04	1,00	1,02	0,05	0,26	90	0,3
N=2 0 - 95 MPa	1,04	0,97	1,01	0,06	0,15	40	0,1

Table V.5. Compression characteristics measured during oedometer tests on specimens exposed to 5 wetting and drying cycles with different ranges of suction.

Specimens	e_0	e_D	e_{Sat}	C_s	C_c	σ'_Y	S_σ
Untreated	0,84	-	0,95	0,03	0,25	49	0,2
N=0	1,16	-	1,16	0,03	0,46	2588	7,4
N=0 Lab	1,28	-	1,28	0,09	0,85	2808	19,0
N=5 0 - 0.30 MPa	1,03	1,03	1,03	0,06	0,22	1520	5,4
N=5 0 - 1.00 MPa	1,03	1,02	1,02	0,09	0,29	1393	4,1
N=5 0 - 8.00 MPa	1,02	1,01	1,01	0,07	0,43	973	2,5

Beyond 8.00 MPa, the effect of lime stabilisation vanished, with values of the sensitivity factor lower than 1. The compressibility index was also of the same order of magnitude as to one of the untreated soil. The effect of the treatment on the compressibility was thus no longer significant. The imposition of 5 cycles confirmed these observations (Figure V.2b). Increasing

the number of cycles led to a further additional degradation of the compressibility of the tested specimens that appeared however less significant compared to the degradation observed after the first two cycles. For instance, the sensitivity factor for specimens exposed to a 0 - 8.00 MPa wetting and drying cycles decreased from an initial value of $S_{\sigma} = 7,4$ down to 2.6 after two cycles, and to 2.5 after five cycles.

Thus, for all amplitudes of wetting and drying periods, the first cycle induced plastic shrinkage deformation while only elastic deformation was generated during the subsequent cycles (Figure V.3). In addition, the shrinkage significantly increased when the applied suction during the drying phase was higher than 8.00 MPa (Figure V.3). The yield stress and the stress sensitivity were plotted as a function of the maximum suction applied during the cycles (Figure V.4). Extent of degradation was rather limited when the cycles were performed between 0.30 MPa and full saturation while the most significant mechanical degradation was observed when the applied suction during the cycles was larger than 8.00 MPa. The deleterious impact of these cycles was also evidenced by the fact that the specimens were destroyed after two cycles. Figure V.4 also shows that the degradation was rather stable when the number of cycles increased from 2 to 5. This shows that the first two cycles have the most significant impact on compressibility of the stabilised clay.

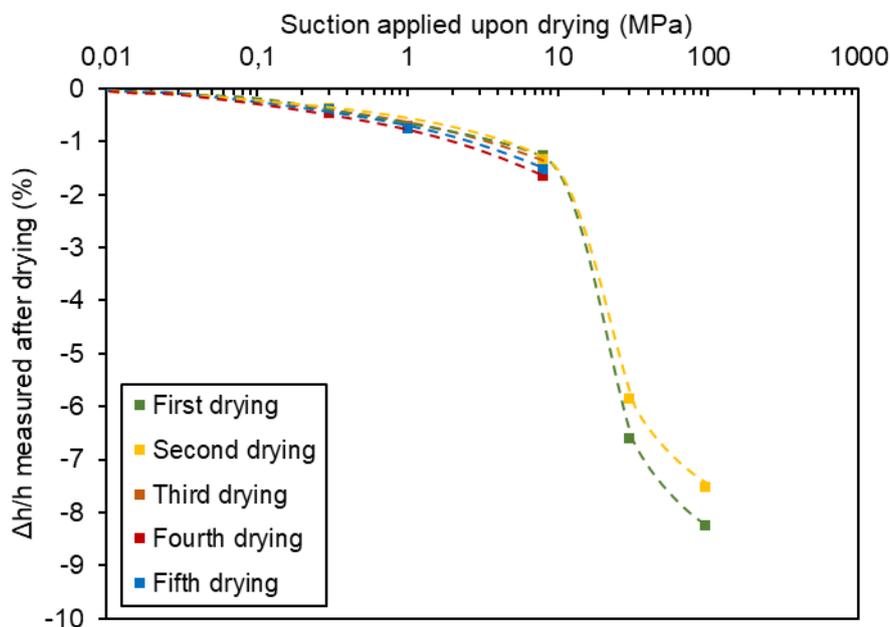


Figure V.3. Effect of suction-controlled wetting and drying cycles on the stress sensitivity (a) and yield stress (b) of the quicklime-treated materials.

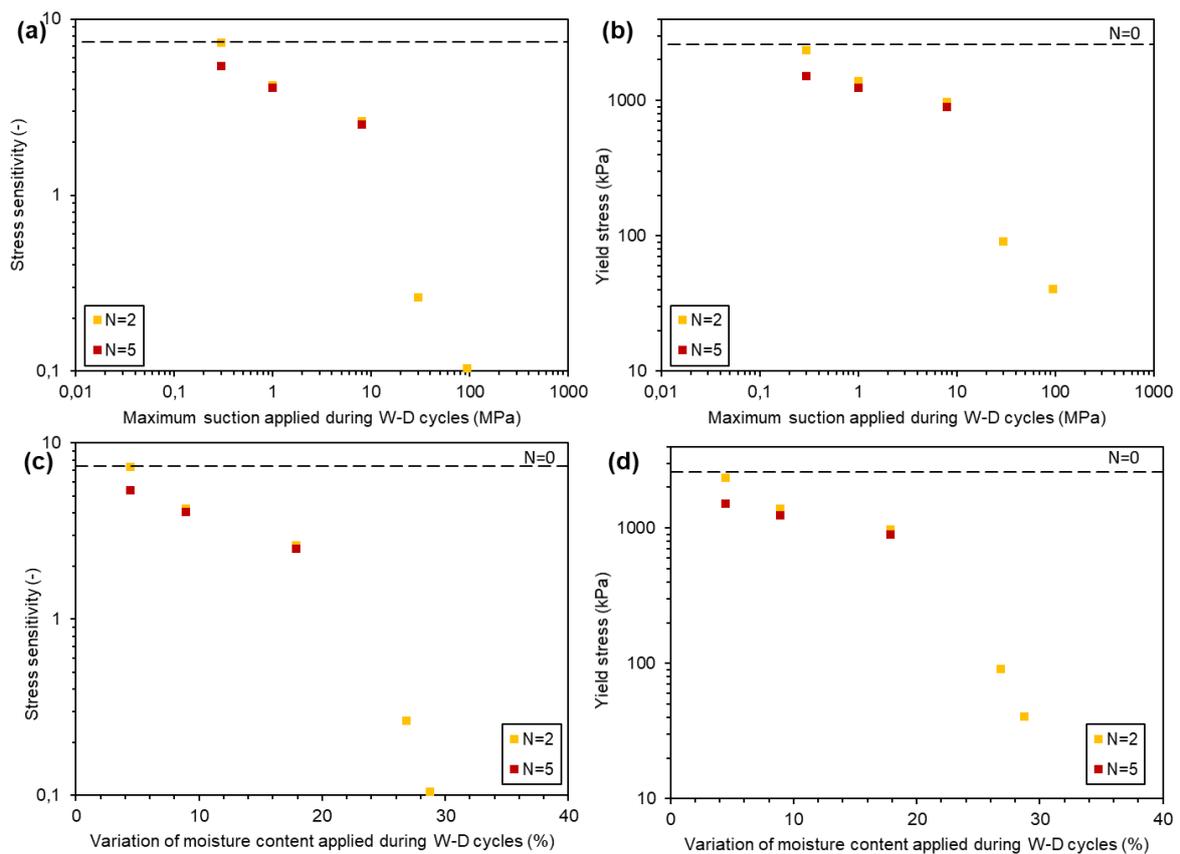


Figure V.4. Effect of suction-controlled wetting and drying cycles on the stress sensitivity (a and c) and yield stress (b and d) of the quicklime-treated materials.

5.3.2. Physico-chemical analysis

The pH value of the untreated part of the embankment was 7.79, this value was equivalent to the pH of the untreated sample prepared in laboratory (Table V.6). On the treated specimens unexposed to hydric variations, the pH was 11.20. The addition of calcium and magnesium during treatment was still observable 11 years after construction, as XRF analysis showed an increase of the calcium content from 0.77 % to 8.97 % and an increase of the magnesium content from 3.56 % to 6.9 %, when compared to the results obtained on the untreated specimen. TGA also showed that the lime present in the system was mainly converted into C-S-H compounds, but also into calcite/dolomite, which is in accordance with the pH of the soil.

Table V.6. pH measurement, calcium and magnesium content measured with XRF tests on lime-treated specimens exposed to wetting and drying periods.

Sample	pH	% CaO	% MgO
Untreated	7,8	0,77	3,56
N=0	11,2	8,97	6,9
N=2 0 - 0.30 MPa	11,18	8,47	7,41
N=2 0 - 1.00 MPa	11,16	9,48	7,06
N=2 0 - 8.00 MPa	11,17	8,89	6,57
N=2 0 - 30 MPa	11,16		
N=2 0 - 95 MPa	11,15	9,07	7,02
N=5 0 - 0.30 MPa	11,17		
N=5 0 - 1.00 MPa	10,91		
N=5 0 - 8.00 MPa	10,77	9,05	7,4

For each specimen tested after 2 wetting and drying cycles, the pH of the soil was quite constant with values between 11.15 and 11.18, values close to the results obtained on the specimen unexposed to hydric variations. The chemical composition of the soil also did not clearly evolve, as variations of calcium and magnesium are inferior to 1 %. TGA analysis also did not evidenced any changes in the chemical forms of the treatment, as no significant formation of calcite or dolomite was observed (Figure V.5). Thus, these results showed that the composition of the soil did not evolve during the exposition of 2 wetting and drying cycles.

For specimens subjected to 5 wetting and drying cycles, low variations of calcium and magnesium were measured during XRF analysis of the specimens, similarly to the tests performed after two wetting and drying cycles. A decrease of the pH of the soil was measured for ranges of suction of 0 - 1.00 MPa (Ph = 10.91) and 0-8.00 MPa (pH = 10.77). The evolution of the treatment was observed thanks to TG analysis of the sample (Figure V.5). For the specimen exposed to 5 cycles of wetting and drying to a suction of 8.00 MPa, variations of mass were recorded at temperatures between 650 °C and 800 °C, corresponding to the presence of calcite and dolomite. The carbonation effect was not observed at lower number of cycles applied.

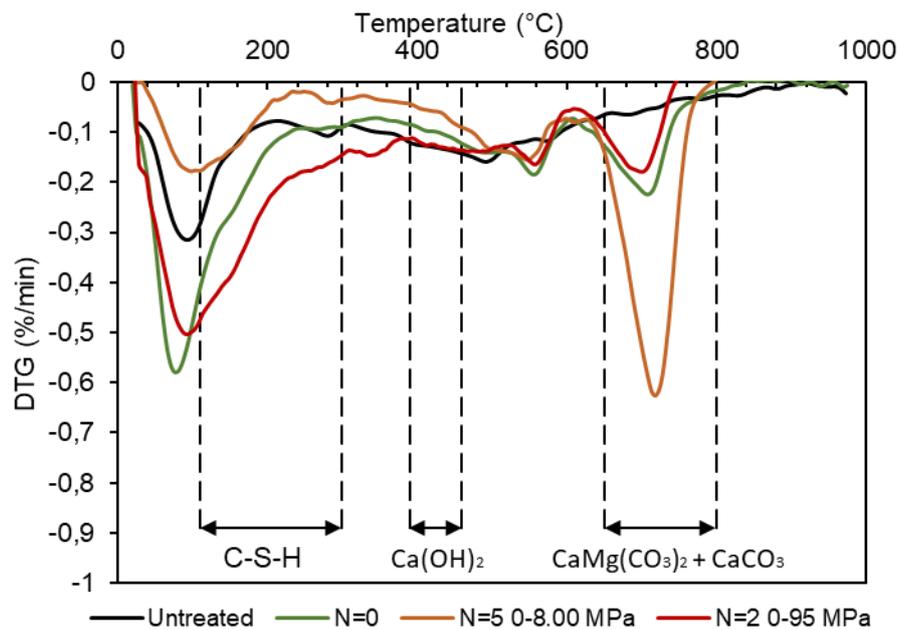


Figure V.5. TG analysis of specimens exposed to 2 and 5 wetting and drying cycles with different ranges of suctions.

Thus, the imposition of wetting and drying periods on the stabilized specimens had an impact on their chemical composition. When two cycles were applied, the pH of the soil remained stable even at a range of suction of 95 MPa. The calcium and magnesium content were also stable, showing that no leaching of the treatment occurred during the imposition of wetting and drying cycles. However, when 5 cycles were applied, modification of the molecular form of the treatment could be observed at higher suction amplitudes. At 8.00 MPa, the pH of the soil slightly decreased while the content of calcium remained constant. TGA results showed that a part of the C-S-H compounds had been converted into calcite and/or dolomite.

5.3.3. Microstructural analysis

The microstructure was observed with SEM for the untreated soil, and for the stabilized material unexposed to wetting and drying periods (Figure V.6), and then to specimens experimenting different ranges of suction applied (Figure V.7 and Figure V.8). The effect of lime stabilisation on the soil fabric can thus be assessed by comparing SEM observation obtained on untreated and treated specimens collected in situ. The untreated soil mainly contains clay particles around 10 μm in size (Figure V.6a and Figure V.6b), identified as smectites according to the mineralogical analysis performed by Stoltz et al. (2012). Pores of a few micrometres were also

visible in large numbers in these SEM observations between the individual clay particles. The treated soil sampled in situ has a very different fabric. It is no longer possible to identify individual clay particles. Instead, they appear grouped together in aggregates bounded by macropores of about 1 μm wide, with a length higher than 10 μm . A coating on the surface of the particles was also observed on the treated specimens unexposed to wetting and drying periods (Figure V.6c and Figure V.6d). This coating can be attributed to the precipitation of hydrated gel (i.e. C-S-H gel) as a result of the development of pozzolanic reactions (e.g., Vitale et al., 2020).

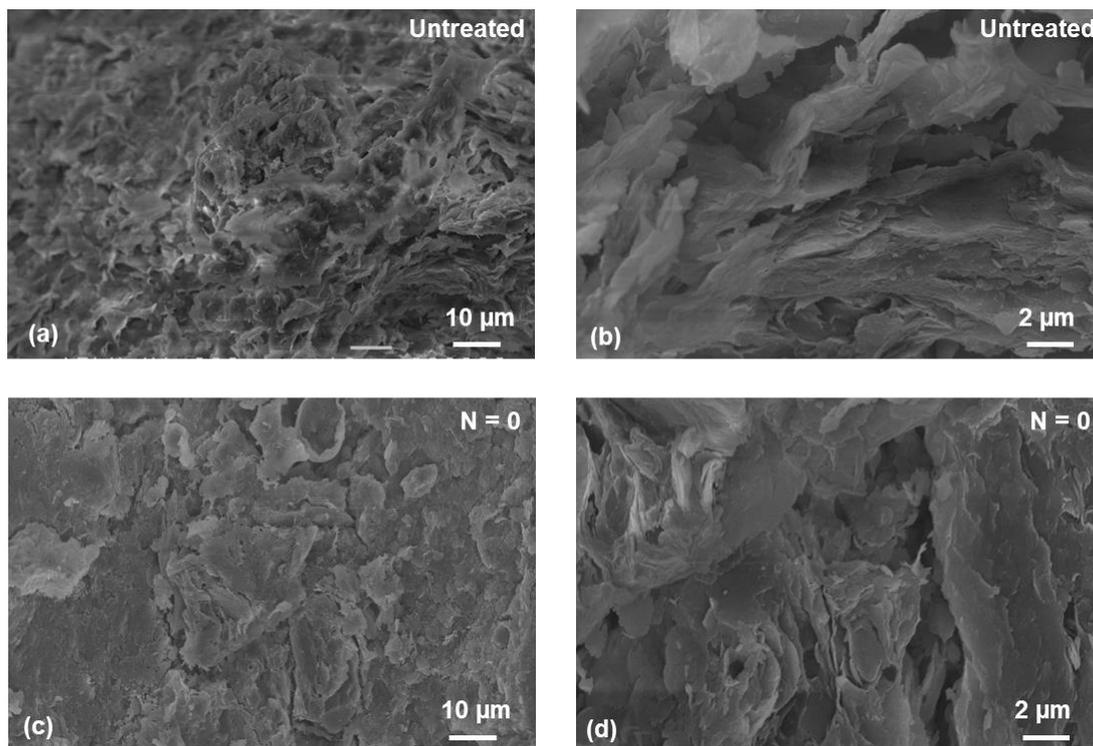
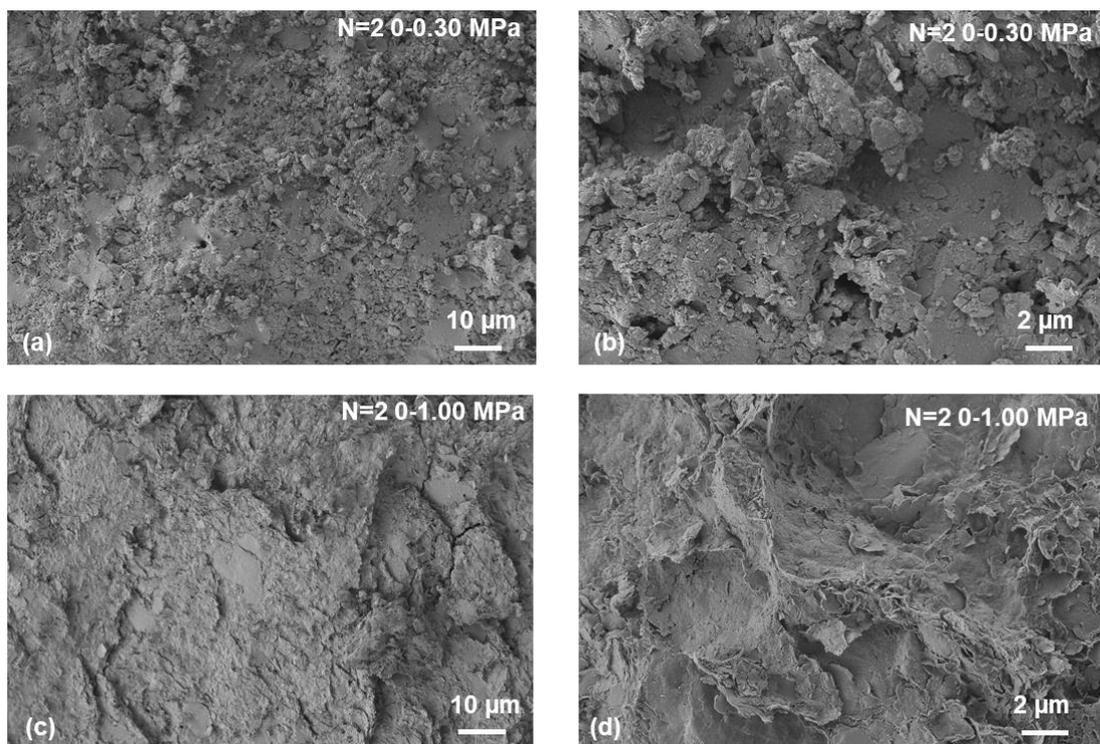


Figure V.6. SEM pictures from the untreated specimen (a and b) and from the treated specimen unexposed to wetting and drying periods (c and d).

Observations made on specimens exposed to a suction of 0.30 MPa (Figure V.7a and Figure V.7b) showed low differences with the observations made on the unaltered treated soil (Figure V.7c and Figure V.7d). The coating of the clayey particles is still visible and no significant evolution of the structure of the material could be observed. Specimens exposed to a suction of 1.00 MPa during the drying phase exhibited some longitudinal macro-cracks with a width of about 1 μm (Figure V.7c and Figure V.7d). At the micro scale, the fabric of the specimens appeared to be massive and similar to the stabilised specimen unexposed to wetting and drying conditions. The newly formed macro-pores were even more present at an applied suction of

8.00 MPa, while the C-S-H gels were still visible on soil aggregates (Figure V.7e and Figure V.7f). At 30 MPa and 95 MPa, macro-cracks could also be observed (Figure V.7g, Figure V.7h, Figure V.7 i and Figure V.7j). At lower scale, it was however possible to identify individual clay particles separated by pores smaller than 1 μm . Thus, a significant degradation of the microstructure was evidenced with the formation of macropores after the cycles when the maximum suction applied during the cycle was higher than 1 MPa. Beyond an applied suction of 8.00 MPa the cycles induced an additional alteration of the microstructure that led to the individualization of clay particles. Similar observations were made on specimens exposed to 5 cycles. When the applied suction was 0.30 MPa, no significant evolution of the fabric of the soil could be observed (Figure V.8a and Figure V.8b). However macro-cracks were formed when 5 wetting and drying cycles were applied in the range of 0 to 1.00 MPa (Figure V.8c and Figure V.8d) and 0 to 8.00 MPa (Figure V.8e and Figure V.8f), similarly to the photos obtained at the same amplitude but for 2 cycles.



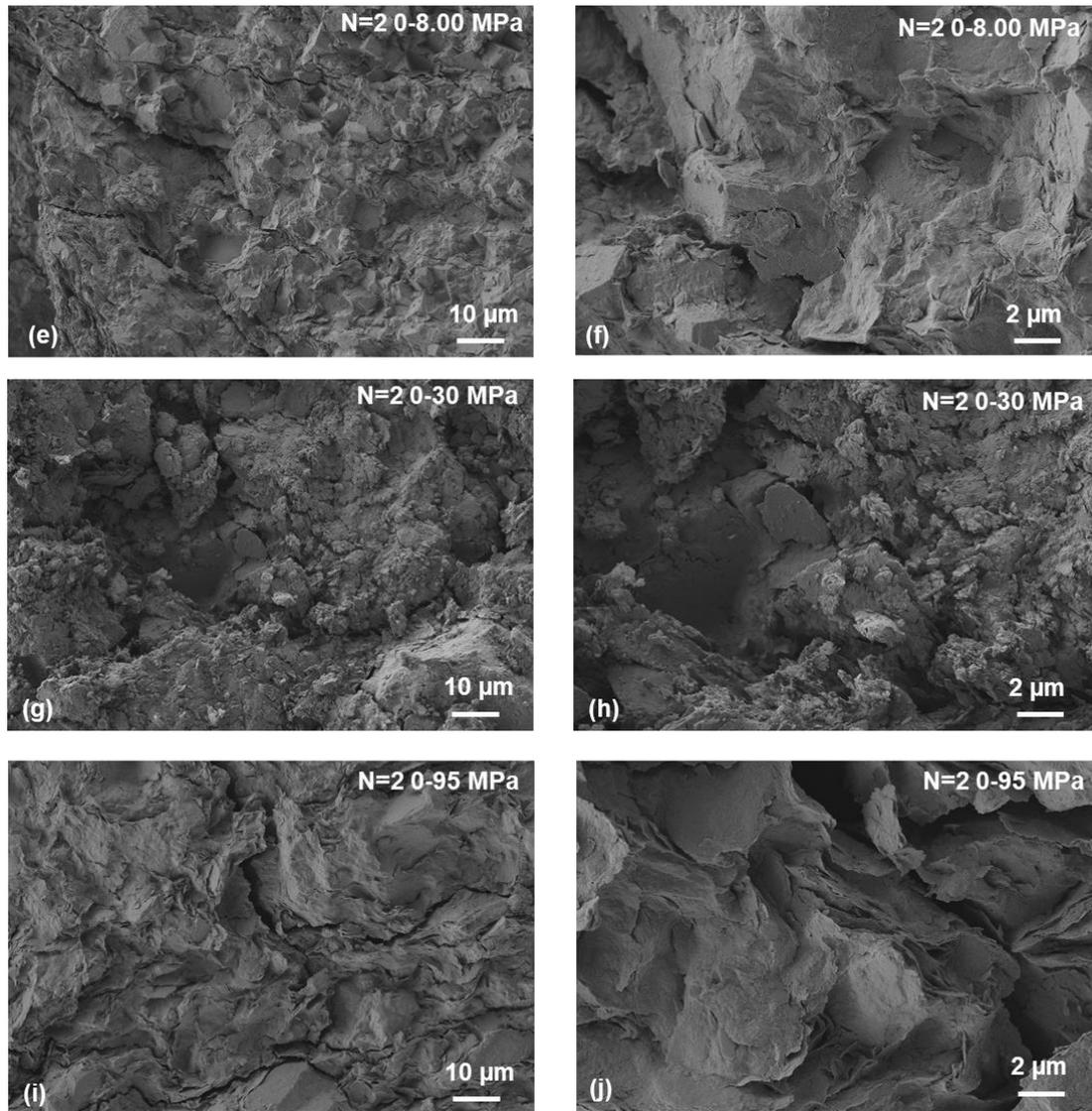
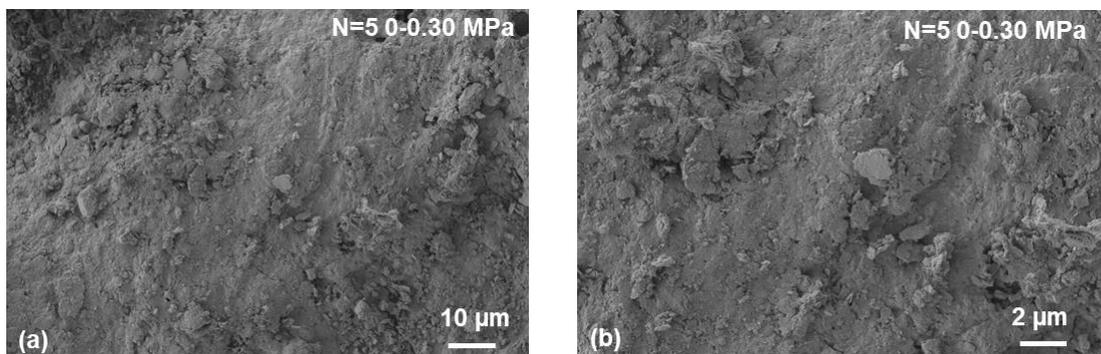


Figure V.7. SEM pictures from specimens exposed to 2 wetting and drying cycles with different ranges of suctions.



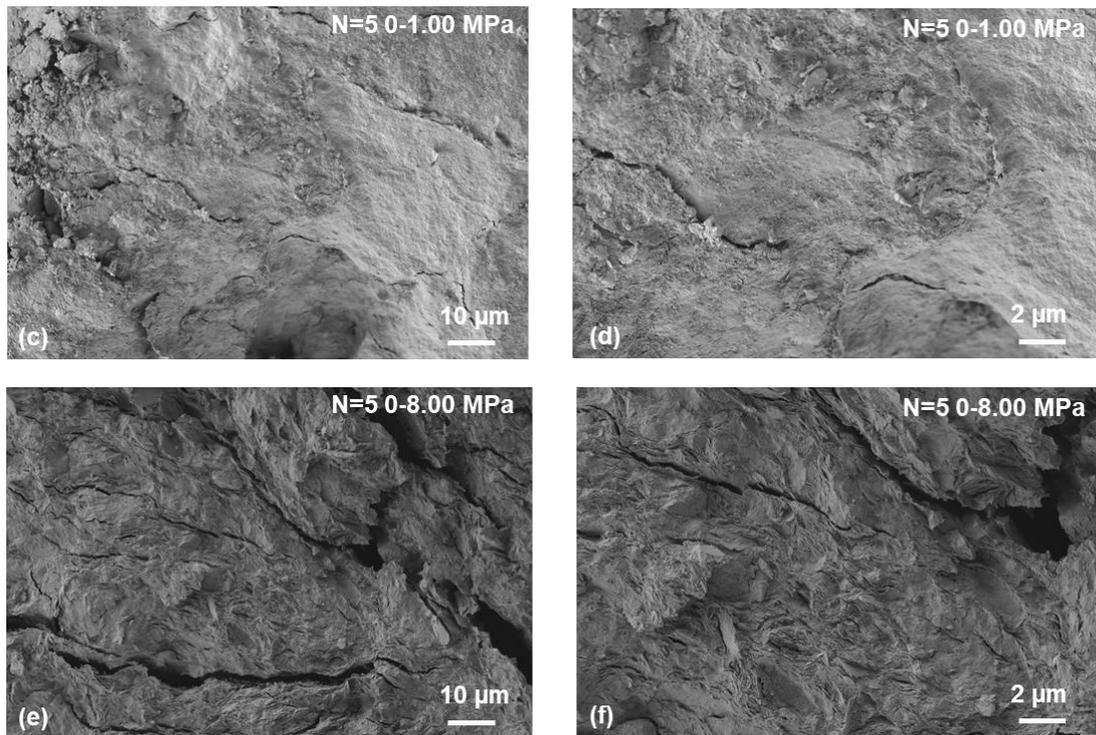


Figure V.8. SEM pictures from specimens exposed to 5 wetting and drying cycles with different ranges of suctions.

MIP tests allowed to analyse quantitatively the impact of the cycles on the microstructure. The treated soil in this section has one main peak at $0.05 \mu\text{m}$ that represents most of the sample porosity. A second peak can be identified around $5 \mu\text{m}$ but the volume of the corresponding pores appeared to be limited. The alteration of the microstructure of the soil subjected to 2 and 5 wetting and drying cycles cycle was also assessed (Figure V.9). The pore size distribution of the soil exposed to wetting and drying periods was compared to the distribution of the unaltered soil. Two tests were performed between 0 and 8.00 MPa and between 0 and 95 MPa for 2 cycles. A significant change in the microstructure of the soil was evidenced on the two pore size distributions, as both the micro-pores and macro-pores void ratio increased the exposition of the soil to successive wetting and drying periods. The evolution of the microstructure after 5 cycles was assessed through MIP tests. For 5 cycles applied between 0 and 8.00 MPa, an increase in the intruded void ratio was evidenced, linked with a 33% increase of e_{Micro} and a 31% increase of e_{MACRO} . The main effect of the cycles was to induce a significant increase of the micro-porosity as shown on Figure V.6b. The micro-porosity was also altered by the wetting and drying cycles, and cracks could be observed. Those quantitative observations are in line

with the SEM images that showed the appearance of newly formed cracks after the cycles. The impact of the cycles on the microstructure appeared more intense for the cycles with the highest amplitude. The imposition of high amplitudes of suction implied the strongest evolution of the structure, with clayey particles that could be observed similarly to the untreated material.

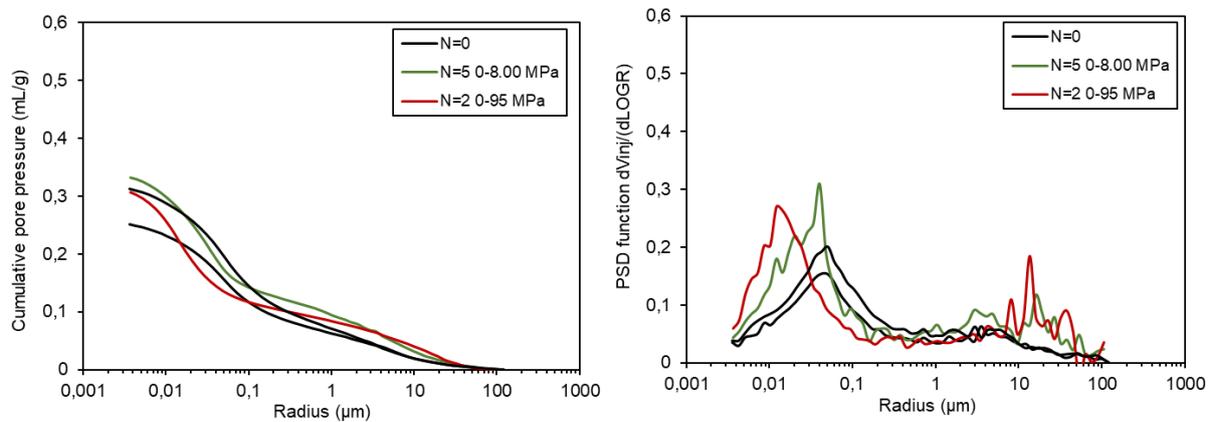


Figure V.9. Pore size distribution of lime-treated specimens exposed to 2 and 5 wetting and drying cycles with different ranges of suctions.

5.4. Discussion

The objective of the study was to analyse the impact of the wetting and drying cycles amplitude on the mechanical behaviour of lime-stabilised expansive soils, and to determine the associated degradation mechanism. The role of the amplitude on physico-chemical and microstructural evolution of the material is discussed.

5.4.1. Contribution of physicochemical processes to the mechanical degradation

A key aspect to consider in the case of lime-stabilised soil is the impact of the cycles on the physico-chemical properties of the soil, and the potential contribution of these processes to the degradation of the compressibility that has been observed. The results obtained during this study showed that calcium content of the specimens remained constant over the cycles (Table V.6). Therefore, the wetting phase did not induce any leakage of the calcium that may have contributed to a degradation of the soil performance. However, the pH of the soil decreased after the cycles (Table V.6) and TG analysis showed that the amount of C-S-H products dropped while the presence of calcite and dolomite increased, revealing that carbonation took place when 5 cycles were applied up to a suction of 8.00 MPa (Figure V.5).

Carbonation can occur when calcium and/or magnesium present in treated soils are exposed to carbon dioxide. In the case of expansive soils, calcite CaCO_3 and dolomite $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ could

be formed by decalcification of C-S-H compounds (Nakarai and Yoshida, 2015; Ho et al., 2017; Vitale et al., 2021). The exposure to CO₂ might have been promoted at higher ranges of suctions, since air permeability increased with increasing suction (Stonestrom and Rubin, 1989; Roy and Rajesh, 2020). An increased CO₂ exposure of the soil might have occurred during wetting and drying cycles, leading to the progressive formation of calcite and dolomite. The ongoing decalcification of C-S-H products may have impacted the macroscopic hydromechanical behaviour of the material (Vitale et al., 2021). To assess the effects of carbonation, the hydromechanical behaviour of the unaltered soil intensively exposed to CO₂ was evaluated. Another sample coming from the internal part of the embankment was placed in climatic chamber for 28 d at 55 % of relative humidity, where CO₂ was injected at 3 % concentration following the standard for concrete (NF EN 12390-12, 2020). The compression behaviour was then assessed through oedometer tests, which indicated a decrease of the yield stress of the treated soil from 2590 kPa for the treated sample down to 290 kPa after carbonation (Figure V.10).

In addition, the yield stress of the carbonated samples was significantly larger than the one of the untreated soil. This demonstrated that the carbonation can partially degrade the mechanical performance of a lime-treated soil. A final pH of the soil after carbonation of 7.8 was measured on the sample, value very similar to the one of the untreated material, demonstrating the complete conversion of cementitious products into calcite and dolomite. The exposition to a 3% CO₂ concentrated atmosphere also modified the structure of the soil. SEM observations were performed on the carbonated specimens (Figure V.11). It was possible to identify individual clay particles separated by pores smaller than 1 µm. The coating of the soil which was observed on unexposed specimens (Figure V.6c and Figure V.6d) was clearly altered during the carbonation process. This indicates that a decalcification of C-S-H products occurred when the lime-stabilised soil was exposed to CO₂. However, this extent of degradation could not be observed on the specimens exposed to successive wetting and drying periods (Figure V.7 and Figure V.8). This additional experiments showed that full carbonation can only lead to a partial degradation of the compressibility of the treated-samples used in this study. Moreover, the microstructure changes associated to the full carbonation were significantly different from what has been observed after the wetting and drying cycles (Figure V.11). Thus, the role of physico-chemical processes such as carbonation in the mechanical degradation observed after

wetting and drying cycles appears to be minimal and cannot explain the degradation of the compressibility.

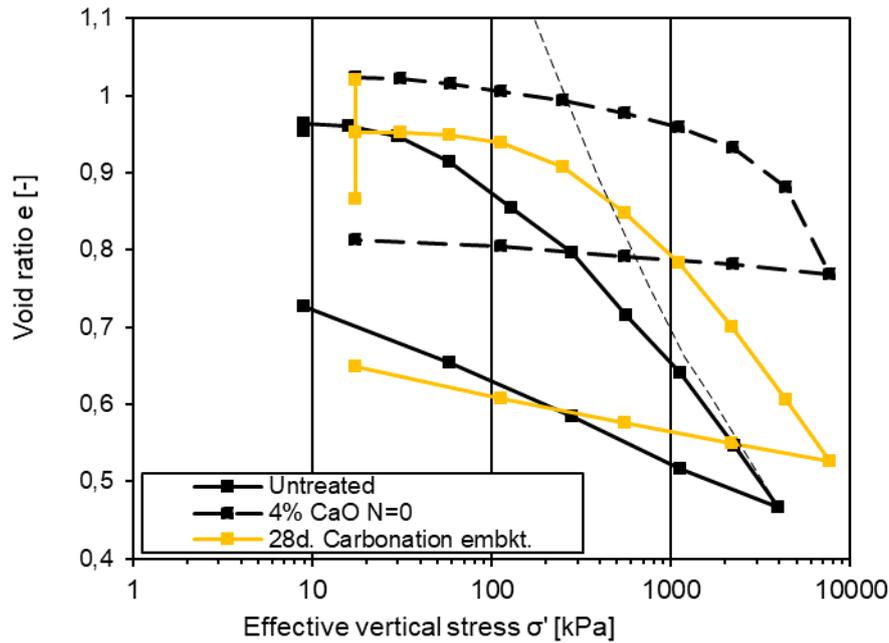


Figure V.10. Compression curve of the quick-lime treated material after 28 days in a 3% of CO_2 concentration environment at 55% of relative humidity.

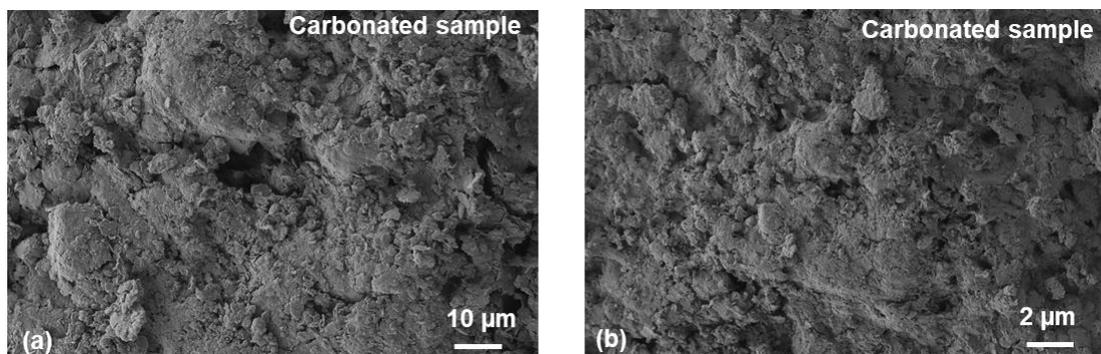


Figure V.11. SEM pictures from the lime-stabilized specimen put in carbonation chamber (3% CO_2 concentration) for 28d at constant relative humidity of 55%.

5.4.2. Contribution of microstructure alteration to the mechanical degradation

The purpose of this section is to explore the relationship between the modification of the microstructure, the amplitude of the wetting and drying cycles and the degradation of the compressibility. When the applied suction during wetting and drying periods was 0.30 MPa, the mechanical degradation of the material was very limited, and the fabric of the soil seemed unaltered by the cycles. When the maximum suction during the cycles was comprised between 1.00 and 8.00 MPa, newly formed macro-cracks were observed (Figure V.7e and Figure V.7f).

For suctions higher than 8.00 MPa, a complete change of the structure of the soil was evidenced, as both micro-cracks and macro-cracks were visible (Figure V.7i and Figure V.7j). This rearrangement of the microstructure was associated to a complete degradation of the compressibility of the material.

The formation of cracks has been recognized as a key factor to explain the degradation of naturally cemented soft rocks containing clay exposed to wetting and drying cycles. Indeed, wetting-drying cycles can cause cyclic expansion and contraction of the clay minerals, and this repeatedly act on soil microstructure, resulting in fatigue damage, leading to a mechanical degradation of the material (e.g., Liu et al., 2020). The amount of cracks is likely related to the shrinkage experienced by the specimens during the cycles (Duan et al., 2021; Guo et al., 2021; Su et al., 2023). Therefore, these observations demonstrate that a key damage mechanism could be associated to the formation of cracks during the cycles, indicating a degradation of the bonds between the soil particles associated to the pozzolanic reactions induced by the lime addition.

To better analyse the role of suction amplitude on cracks generation, the water retention curve of the untreated soil and the curve of the treated soil prior the application of any cycle, was determined. The osmotic method presented before was chosen for suction values between 0.01 and 8.00 MPa. For higher suction ranges, the saturated salt solution technique was chosen. The specimens were exposed to the desired suction from the initial moisture content. The method employed in this study was similar to the protocol developed by Stoltz et al. (2012). The results showed that the air entry value of the treated soil is comprised between 3.0 and 8.0 MPa, while the one of the untreated specimen was around 0.1 MPa (Figure V.12). Notably both retention curves meet when the applied suction are higher than 30 MPa, meaning that the retention behaviour of both materials were similar at high suctions. The moisture content variation imposed during the cycles was deduced from this retention curve. When the applied suction was lower than the air entry value of the soil, variations in moisture content were limited to about 3 %. This resulted in a low rearrangement of the structure of the soil with macro-cracks that could be observed starting 1.00 MPa.

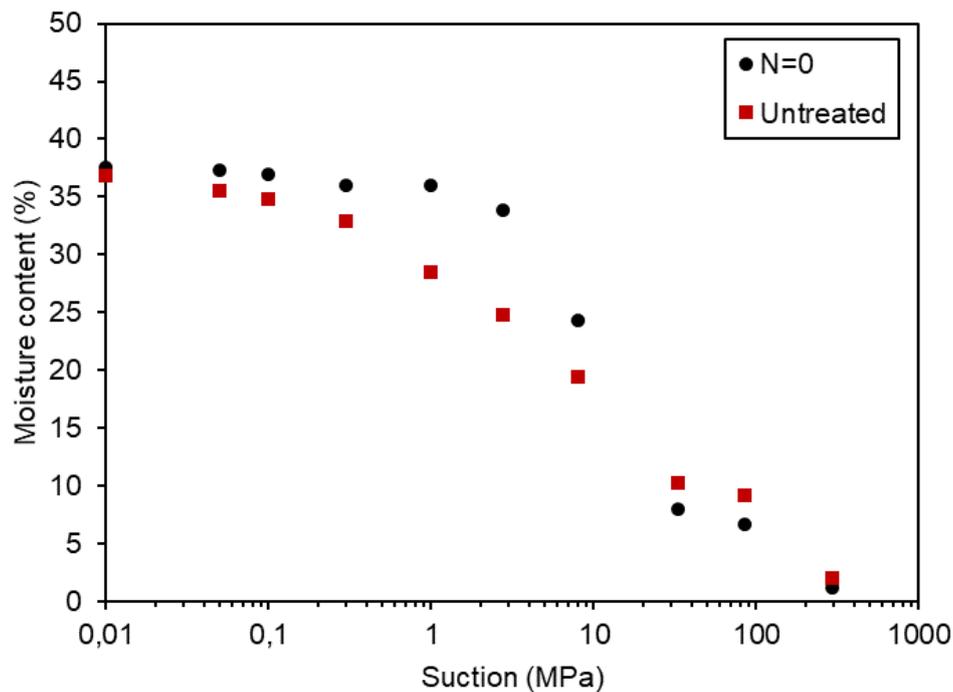


Figure V.12. Suction water retention curve of the quick-lime treated material.

Following Washburn's equation (V.2), an equivalent pore size can be determined with the maximum suction applied during wetting and drying cycles. At 0.30 MPa, only water in pores larger than $0.485 \mu\text{m}$ was affected by the drying process, corresponding to the macro-pores (Figure V.9). When the maximum suction applied was 1.00 MPa, a small part of the micro-pores was dried, since the equivalent pore size was $0.146 \mu\text{m}$. This suction also corresponded to the first macro-cracks observed through SEM (Figure V.8c and Figure V.8d). Wetting and drying cycles resulted in a limited shrink-swell phenomenon, while the compressibility behaviour was still significantly impacted by lime treatment. Beyond the air entry value, the moisture content variation experienced during the drying phase was comprised between 30 and 35%, which induced a complete rearrangement of the structure where both micro- and macro-porosity were modified. The affected pore size measured with Washburn's equation corresponded to $0.005 \mu\text{m}$ and $0.002 \mu\text{m}$, which means that the major part of both the micro-pores and the macro-pores was affected by the drying process. Thus, the desaturation of micro-pores and macro-pores led to a significant shrinkage of the material, and to a sharp alteration of its compression behaviour. This could mean that a suction exceeding the air-entry value upon wetting and drying cycles would result in the formation of microcracks and would completely change the hydromechanical response of the treated soil. Thus, the air entry value appears to be

the key parameter to explain the extent of the microstructure alteration associated to wetting and drying periods, and thus the mechanical degradation observed after the cycles.

5.5. Conclusions

The main objective of this study was to analyse the impact of the wetting and drying cycles amplitude on the behaviour of lime-stabilised samples, and to understand the associated degradation mechanisms. Fully cured specimens were exposed to several wetting and drying cycles. The amplitude of the cycles was controlled using suction-controlled techniques, and the maximum suction applied during the cycles ranged from 0.30 MPa to 95 MPa. The height variation was monitored during the cycles, and the compressibility of the soil was determined through oedometer tests. Structural modifications at the micro-scale were evaluated through mercury intrusion porosimetry tests and microscopy, while physico-chemical properties were assessed by means of micro-X-ray fluorescence, thermogravimetric analysis and pH measurements.

The study demonstrated that the compression behaviour of the treated material could be significantly altered by wetting and drying periods. The alteration of the material was mainly explained by the formation of cracks upon drying, without significant modifications in physico-chemical properties. The number and intensity of the newly formed cracks in the stabilised material were promoted by the increase of the maximum suction applied. The results also showed that if the maximum suction applied during the cycles was higher than the air-entry value of the soil, then a complete reorganisation of the microstructure could be observed, which resulted in the total loss of the beneficial effects of the treatment. The alteration of the hydromechanical behaviour and microstructure of the soil seems to be mainly influenced by the first drying, since the first cycle induced plastic shrinkage deformation while only elastic deformation was generated during the subsequent cycles.

This study questions the experimental protocols that could be used to assess the durability of lime-stabilisation exposed to wetting and drying cycles. It highlights the importance of limiting the amplitude of wetting and drying periods a lime-stabilised soil is exposed to during its service life. Indeed, wetting and drying cycles, particularly those leading to suction exceeding the air-entry value, can result in complete damage of the cementitious bonds brought by lime addition,

leading to a total loss of the mechanical improvement provided by the treatment. Such testing procedure may lead to overconservative results.

This research significantly contributes to understanding the degradation mechanisms induced by successive wetting and drying cycles on lime-stabilized soils. In terms of recommendations and future perspectives, protecting the edges of lime-stabilized soil embankments appears to be crucial, especially when these edges contribute to the mechanical stability of the structure. The recommendations presented aim to inform construction practices and ensure the longevity of structures under diverse environmental conditions. Further investigations into future climatic interactions are essential to refine these recommendations and enhance the resilience of treated structures.

Conclusion du chapitre 5

L'objectif de ce dernier chapitre était d'évaluer les processus d'altérations relatifs à l'exposition d'un sol traité à des cycles de séchage et d'humidification. Pour étudier l'effet des cycles hydriques, des éprouvettes de sols ont été préparées à partir des carottages verticaux effectués dans la partie interne du casier 2 du remblai, traité à 4% de chaux. Les éprouvettes de sol ont ensuite été soumises à des conditions environnementales simulées à travers des cycles d'humidification et de séchage contrôlés par succion. Les échantillons ont été soumis à 2 à 5 cycles hydriques, tandis que différentes amplitudes de succion de 0,30 MPa à 95 MPa ont été appliquées. La variation de hauteur et la compressibilité du sol ont ensuite été évaluées par des essais œdométriques. Les modifications de la structure du sol à l'échelle microscopique ont été évaluées par des essais de porosimétrie à intrusion de mercure (MIP), tandis que la composition chimique a été évalué par analyse thermogravimétrique (TGA), fluorescence de rayon X (XRF) et des mesures de pH.

Les résultats ont montré que l'ensemble des cycles a entraîné une dégradation des performances hydromécaniques du sol stabilisé. Les cycles les plus intenses entraînent une disparition des effets du traitement sur la compressibilité. Deux comportements distincts ont été identifiés. Lorsque la succion appliquée était inférieure au point d'entrée d'air du matériau, la dégradation des performances mécaniques était limitée. En revanche, lorsque la succion appliquée était supérieure au point d'entrée d'air, une dégradation complète s'est produite.

La dégradation observée pour les spécimens exposés aux cycles semble être étroitement liée à l'évolution de la microstructure du sol. Lorsque des suctions plus faibles étaient appliquées, la

formation de fissures à l'échelle macro pouvait être observée, tandis que des fissures à l'échelle macro et micro étaient visibles lorsque les succions appliquées étaient supérieures à 8,00 MPa. L'altération du comportement mécanique du matériau a donc pu être attribuée à la modification de la structure du matériau avec formation de microfissures.

Les analyses physico-chimiques ont permis de démontrer que les cycles n'induisaient pas de lessivage du calcium ni de carbonatation des phases cimentaires. Ainsi, l'altération observée est principalement mécanique et résulte de la dégradation des liaisons cimentaires.

Ainsi, le processus de dégradation s'explique par la formation de fissures apparaissant dès le premier séchage. Le nombre et la taille des fissures sont directement corrélés à l'amplitude de succion appliquée au cours du cycle hydrique. Lors du séchage, plus la succion augmente, et plus des pores de petite taille se désaturent. A partir de 8,00 MPa, les micropores sont également affectés par le séchage, entraînant la formation de fissures à l'échelle micro.

Conclusion générale

Le traitement à la chaux et/ou au ciment est une solution courante permettant d'améliorer les performances mécaniques des sols fins, tout en réduisant leur susceptibilité au phénomène de retrait et de gonflement. Les ouvrages en sols traités sont toutefois soumis aux sollicitations climatiques qui peuvent altérer les effets du traitement, et conduire ainsi à une dégradation des performances mécaniques du matériau. L'impact des sollicitations environnementales sur le comportement à long terme des sols traités reste encore mal apprécié, tout comme les processus responsables de l'altération du comportement mécanique. Dans ce contexte, ce travail de thèse avait pour objectif de comprendre les mécanismes de dégradation d'un sol argileux traité à la chaux lorsqu'il est exposé à des sollicitations environnementales. (Nalbantoglu and Tuncer, 2011).

Synthèse

La partie suivante récapitule les différents résultats obtenus au cours de l'étude ainsi que leurs implications concernant la durabilité des argiles traitées.

Le chapitre 1 avait pour principal objectif d'établir une revue générale de l'état des connaissances dans le domaine des traitements des sols, en mettant l'accent sur la durabilité des matériaux traités. Cette étude a permis de documenter l'impact de différentes sollicitations environnementales sur le comportement hydromécanique des sols traités. En particulier, les durées d'expositions ainsi que les amplitudes des sollicitations environnementales ont été identifiées comme des facteurs majeurs de la dégradation macroscopique du comportement mécanique des sols traités. Toutefois, les mécanismes d'altération relatifs à chaque sollicitation

environnementale (dessiccation, carbonatation ...) n'ont été que peu étudiés, dans le cas des sols traités. Cette revue bibliographique a également souligné le manque de retour d'expérience concernant la durabilité des traitements *in situ*, en particulier dans le cas des argiles fortement plastiques. Les études ayant tenté d'évaluer le comportement *in situ* de matériaux traités comportent généralement des informations lacunaires concernant l'état initial et la mise en place du matériau.

Le chapitre 2 a permis, tout d'abord, de déterminer l'état initial de l'objet d'étude de cette thèse : le remblai expérimental d'Héricourt. De nombreuses informations concernant la géométrie de l'ouvrage, le choix et la caractérisation des matériaux de constructions sous différentes modalités de traitement ainsi que les dispositions constructives ont été présentées afin d'établir un état initial de l'ouvrage. La description de l'instrumentation mise en place dès la construction et l'analyse des données obtenues à partir des différents capteurs présents dans l'ouvrage a également permis d'évaluer les amplitudes et les durées des cycles hydriques et thermiques auxquels le remblai a été exposé. Les essais pénétrométriques ont ensuite permis d'évaluer le comportement mécanique du sol au niveau de la bordure du remblai. Les résultats des essais pénétrométriques ont mis en évidence une frange altérée au niveau de la bordure du talus des trois casiers du remblai. Cette zone altérée n'a pas été détectée en tête de remblai lors des essais CPT-U, où les performances mécaniques du matériau traité sont élevées. Ces résultats semblent indiquer que la couche imperméable présente en tête de remblai a significativement protégé les couches supérieures de l'ouvrage.

Le chapitre 3 a permis d'évaluer plus précisément le comportement hydromécanique de l'ouvrage en bordure et au cœur de chaque casier du remblai. Les essais de détermination de la teneur en eau et de la densité sèche effectués à partir des prélèvements par carottages horizontaux ont tout d'abord mis en évidence la qualité de la mise en place lors de la construction. Le choix de la méthode excédentaire lors de la construction a permis de garantir la qualité du compactage en bordure de l'ouvrage. Ces valeurs confirment également le faible impact du prélèvement sur la structure et la teneur en eau du matériau. Les résultats des essais œdométriques ont confirmé la présence d'une zone altérée en bordure de l'ouvrage de 0 à 2,50 m de distance horizontale à la surface du talus, et ont permis de quantifier l'évolution du comportement hydromécanique du matériau traité en fonction de sa distance horizontale. En revanche, la partie centrale de chaque casier du remblai n'a pas été significativement altérée

depuis la construction du remblai. Enfin, le suivi *in situ* mis en place depuis la construction de l'ouvrage a permis d'évaluer les conditions environnementales auxquels l'ouvrage a été exposé. Des cycles hydriques de faible amplitude ont été enregistrés au bord du remblai, mais ne permettent pas d'expliquer la dégradation mesurée jusqu'à 2,50 m. Enfin l'enregistrement de la température a permis de confirmer que le matériau n'a pas été exposé à des cycles de gel-dégel à partir de 0,25 m de distance horizontale.

L'objectif du chapitre 4 était de déterminer les mécanismes responsables de l'altération observée en bordure des 3 casiers du remblai dans le chapitre précédent. L'analyse de la composition chimique et minéralogique du sol à différentes distances horizontales dans l'ouvrage a permis d'identifier les processus physicochimiques qui ont eu lieu dans le matériau au cours du temps. L'évolution de la microstructure du matériau en bordure de l'ouvrage a également permis de mieux comprendre l'origine de l'altération dans cette partie du remblai. À partir des résultats obtenus pendant cette étude, deux mécanismes semblent avoir eu un impact sur le comportement hydromécanique du matériau traité. Le premier processus correspond à la décalcification des produits cimentaires suite à la circulation d'eaux pluviales dans le sol. Ce mécanisme semble responsable de l'altération du comportement mécanique entre 0 et 0,80 m, zone dans laquelle une perte de la teneur en calcium et une baisse significative du pH ont pu être observées. La percolation d'eau dans le sol a également impacté la structure du sol, avec une restructuration complète de la microstructure en bordure de l'ouvrage. Entre 0,80 m et 2,50 m, un second processus est en jeu : la carbonatation du traitement par la formation de calcite et/ou de dolomite dans le sol. Ce phénomène a pu être observé à partir des analyses de pH, de diffraction des rayons X et des analyses thermogravimétriques du matériau à plusieurs distances horizontales à la surface du talus. La carbonatation des produits C-S-H est fonction de l'exposition du sol au CO₂, et peut expliquer la baisse des performances mécaniques du sol.

L'objectif du cinquième chapitre était d'évaluer les processus d'altérations relatifs à l'exposition d'un sol traité à des cycles de séchage et d'humidification. Pour étudier l'effet des cycles hydriques, des éprouvettes de sols ont été préparées à partir des carottages verticaux effectués dans la partie interne du casier 2 du remblai, traité à 4% de chaux. Les éprouvettes de sol ont ensuite été soumises à des conditions environnementales simulées à travers des cycles d'humidification et de séchage de différentes amplitudes, contrôlées par succion. Les résultats des différents essais effectués ont montré que la dégradation du comportement mécanique et des variations de hauteur sont directement corrélées à la succion appliquée pendant les périodes

d'humidification et de séchage. La dégradation observée pour les spécimens exposés aux cycles semble être étroitement liée à l'évolution de la microstructure du sol, comme en témoigne la formation de fissures lors de l'application de fortes suctions pendant le séchage. Toutefois, il n'y a également eu aucune modification significative des propriétés physico-chimiques, démontrant que l'altération observée est principalement liée à un endommagement des liaisons cimentaires. Les résultats obtenus ont permis de montrer que les cycles hydriques induisaient un endommagement des liaisons cimentaires. Cet endommagement progresse vers les micropores du sol traité lorsque l'amplitude du cycle augmente, ce qui permet d'expliquer le rôle primordial de l'amplitude des cycles hydriques sur le comportement à long terme des sols argileux traités.

Recommandations

Cette étude donne des informations sur le comportement à long terme des argiles de type A4 (F4) traitées à la chaux et/ou au ciment. Les résultats indiquent que les performances mécaniques de ces argiles traitées peuvent être significativement dégradées lorsqu'elles sont exposées directement à l'atmosphère, et donc aux conditions environnementales. En particulier, le lessivage, les cycles hydriques et la carbonatation du traitement semblent avoir un effet délétère sur le comportement à long terme des argiles A4 (F4) traitées. En revanche, lorsque le sol est correctement protégé de toute exposition aux conditions externes, le matériau ne subit pas d'altérations significatives. À partir de ces résultats, l'utilisation d'argiles fortement plastique semble possible sous certaines conditions :

- La qualité de la mise en place, du mélange sol-eau-traitement et du compactage doivent être maîtrisées et contrôlées durant toute la phase de construction.
- Les interactions entre le sol et l'atmosphère doivent être limitées et des couches de protections étanches doivent pouvoir garantir l'absence de circulation d'eau pluviale dans le sol.

Perspectives

L'ensemble de ces résultats permettent de contribuer à l'élargissement des connaissances sur les argiles traitées grâce à l'étude multi-échelles du comportement hydromécanique du sol prélevé dans le remblai d'Héricourt. Quelques perspectives peuvent être envisagées pour

enrichir le travail réalisé, et ainsi préciser les mécanismes à l'œuvre lorsqu'un sol argileux traité est exposé aux sollicitations environnementales.

Une préoccupation majeure soulevée par cette étude concerne l'évolution de la zone dégradée déterminée en bordure de l'ouvrage. Les essais réalisés au cours de cette étude ont été effectués sur des prélèvements obtenus 11 ans après la construction de l'ouvrage, et ont permis d'identifier la zone d'altération. En revanche, ces résultats ne permettent pas d'évaluer les cinétiques complètes d'évolution de l'ouvrage au cours de sa durée de vie. Des études analogues menées à des stades ultérieurs de la vie de l'ouvrage pourraient éclairer davantage la formation et l'évolution de la zone d'altération, permettant ainsi de déterminer si la dégradation s'est stabilisée ou si elle persiste et s'étend toujours dans la structure au cours du temps.

Le chapitre 4 a permis de montrer que la dégradation de la performance de la bordure du remblai était une conséquence de la combinaison de plusieurs processus, comme le lessivage du calcium, ou la carbonatation. Or, seule l'étude de l'impact des cycles hydriques a été étudiée dans le cadre de ce travail. Une perspective à donner à ce travail serait de poursuivre les investigations en laboratoire pour mieux comprendre la contribution de chaque processus dans la dégradation, ainsi que d'évaluer comment ces actions pourraient se combiner.

Références bibliographiques

- Abdi, M.R., Wild, S., 1993. Sulphate Expansion of Lime-Stabilized Kaolinite: I. Physical Characteristics. *Clay Minerals* 28, 555–567. <https://doi.org/10.1180/claymin.1993.028.4.06>
- Abduljawad, S.N., Al-Sulaimani, G.J., 1993. Determination of Swell Potential of Al-Qatif Clay. *Geotech. Test. J.* 16, 469–484. <https://doi.org/10.1520/GTJ10287J>
- AFNOR NF EN ISO 17892-5, 2019. Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 5 : essai de chargement par palier à l'œdomètre.
- AFNOR NF XP P94-060-2, 1997. Sols : reconnaissance et essais - Partie 2 : Détermination effective de la limite de retrait sur un prélèvement non remanié.
- Ahmed, S., Lovell, C.W., Diamond, S., 1974. Pore Sizes and Strength of Compacted Clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 100, 407–425. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000035>
- Airò Farulla, C., Ferrari, A., Romero, E., 2010. Volume change behaviour of a compacted scaly clay during cyclic suction changes. *Can. Geotech. J.* 47, 688–703. <https://doi.org/10.1139/T09-138>
- Aitchison, 1965. *Soil Properties - Shear Strength and Consolidation*.
- Akula, P., Hariharan, N., Little, D.N., Lesueur, D., Herrier, G., 2020. Evaluating the Long-Term Durability of Lime Treatment in Hydraulic Structures: Case Study on the Friant-Kern Canal. *Transportation Research Record* 2674, 431–443. <https://doi.org/10.1177/0361198120919404>

- Al-Amoudi, O.S.B., 2002. Characterization and Chemical Stabilization of Al-Qurayyah Sabkha Soil. *Journal of Materials in Civil Engineering* 14, 478–484. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2002\)14:6\(478\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2002)14:6(478))
- Aldaood, A., Bouasker, M., Al-Mukhtar, M., 2021. Mechanical Behavior of Gypseous Soil Treated with Lime. *Geotech Geol Eng* 39, 719–733. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01517-w>
- Aldaood, A., Bouasker, M., Al-Mukhtar, M., 2016. Effect of water during freeze–thaw cycles on the performance and durability of lime-treated gypseous soil. *Cold Regions Science and Technology* 123, 155–163. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2015.12.008>
- Aldaood, A., Bouasker, M., Al-Mukhtar, M., 2014. Impact of wetting–drying cycles on the microstructure and mechanical properties of lime-stabilized gypseous soils. *Engineering Geology* 174, 11–21. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.03.002>
- Al-Homoud, A.S., Basma, A.A., Husein Malkawi, A.I., Al Bashabsheh, M.A., 1995. Cyclic Swelling Behavior of Clays. *Journal of Geotechnical Engineering* 121, 562–565. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1995\)121:7\(562\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:7(562))
- Al-Mukhtar, M., Khattab, S., Alcover, J.-F., 2012. Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil. *Engineering Geology* 139–140, 17–27. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.04.004>
- Al-Mukhtar, M., Lasledj, A., Alcover, J.-F., 2010. Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 50°C. *Applied Clay Science* 50, 199–203. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2010.07.022>
- Alonso, E.E., Romero, E., Hoffmann, C., García-Escudero, E., 2005. Expansive bentonite–sand mixtures in cyclic controlled-suction drying and wetting. *Engineering Geology, Issues in Nuclear Waste Isolation Research* 81, 213–226. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2005.06.009>
- Al-Rawas, A.A., Hago, A.W., Al-Sarmi, H., 2005. Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman. *Building and Environment* 40, 681–687. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2004.08.028>
- Al-Taie, A., Disfani, M., Evans, R., Arulrajah, A., 2020. Effect of Swell–Shrink Cycles on Volumetric Behavior of Compacted Expansive Clay Stabilized Using Lime. *International Journal of Geomechanics* 20, 04020212. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001863](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001863)

- An, N., Hemmati, S., Cui, Y., 2017a. Numerical analysis of soil volumetric water content and temperature variations in an embankment due to soil-atmosphere interaction. *Computers and Geotechnics* 83, 40–51. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.10.010>
- An, N., Hemmati, S., Cui, Y., Mercadier, D., 2017b. Assessment of Rainfall Runoff Based on the Field Measurements on an Embankment. *Geotechnical Testing Journal* 40, 20160096. <https://doi.org/10.1520/GTJ20160096>
- An, N., Hemmati, S., Cui, Y., Tang, A., 2016. The determination of model dimension for an embankment to study soil atmosphere interaction with Finite Element Method. *E3S Web Conf.* 9, 08017. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20160908017>
- An, N., Hemmati, S., Cui, Y.-J., 2017c. Assessment of the methods for determining net radiation at different time-scales of meteorological variables. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 9, 239–246. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.10.004>
- Andersland, O., Ladanyi, B., 1994. *Frozen ground Engineering* p.24, ASCE.
- Anderson, R.L., Ratcliffe, I., Greenwell, H.C., Williams, P.A., Cliffe, S., Coveney, P.V., 2010. Clay swelling — A challenge in the oilfield. *Earth-Science Reviews* 98, 201–216. <https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2009.11.003>
- ASTM D 4546 – 93, 1994. One-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils. Vol. 4.08, pp. 693-699.
- ASTM D559-03, 1995. *Standard Tests Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures.*
- ASTM D2487-17, 2020. ASTM D2487-17, “Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)”, ASTM International, West Conshohocken, PA, 10.1520/D2487-17.
- ASTM D4972–19, 2019. ASTM, D4972–19, *Standard Test Methods for pH of Soils.* (2019) West Conshohocken, PA. ASTM D4972–19.
- ASTM-D559, 2015. *Standard test methods for wetting and drying compacted soil-cement mixtures.*
- Attoh-Okine, N.O., 1995. Lime treatment of laterite soils and gravels — revisited. *Construction and Building Materials* 9, 283–287. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00030-J](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00030-J)
- Bandipally, S., Cherian, C., Arnepalli, D.N., 2018. Characterization of Lime-Treated Bentonite Using Thermogravimetric Analysis for Assessing its Short-Term Strength Behaviour. *Indian Geotech J* 48, 393–404. <https://doi.org/10.1007/s40098-018-0305-7>

- Basma, A.A., Tuncer, E.R., 1991. Effect of lime on volume change and compressibility of expansive clays. *Transportation Research Record*.
- Bell, F.G., 1996. Lime stabilization of clay minerals and soils. *Engineering Geology* 42, 223–237. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(96\)00028-2](https://doi.org/10.1016/0013-7952(96)00028-2)
- Berche, V., Jeanjean, P., Rossigny, P., Ferber, V., Quibel, A., 2009. Réutilisation d'argiles très plastiques en corps de remblais routiers: Expérimentations sur le chantier de l'Autoroute A34 (Charleville-Réthel).
- Berche, V., Robert, N., Boussafir, Y., Ferber, V., 2013. Réutilisation d'argiles très plastiques (A4) en remblai: Suivi du comportement après trois ans de réalisation, Colloque TerDOUEST 2013, Jun 2013, Marne la Vallée, France. 11.
- Bicalho, K.V., Boussafir, Y., Cui, Y.-J., 2018. Performance of an instrumented embankment constructed with lime-treated silty clay during four-years in the Northeast of France. *Transportation Geotechnics* 17, 100–116. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2018.09.009>
- Bicalho, K.V., Vivacqua, G.P.D., Mercadier, D., Tang, A.M., 2015. Experimental Investigation of Soil-Atmosphere Interaction in an Instrumented Embankment Constructed with Two Treated Clays. *São Paulo* 14.
- Bin-Shafique, S., Rahman, K., Yaykiran, M., Azfar, I., 2010. The long-term performance of two fly ash stabilized fine-grained soil subbases. *Resources, Conservation and Recycling* 54. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2009.11.007>
- Boardman, D.I., Glendinning, S., Rogers, C.D.F., 2001. Development of stabilisation and solidification in lime–clay mixes. *Géotechnique* 51, 533–543. <https://doi.org/10.1680/geot.2001.51.6.533>
- Boussafir, Y., Bicalho, K., Cui, Y.-J., Mercadier, D., 2018. Vers une meilleure compréhension des interactions sol-atmosphère d'un remblai grâce au monitoring, 9èmes JNGG 2018, Jun 2018, Champs-sur-Marne, France. 11.
- Boussafir, Y., Mercadier, D., Bicalho, K., Cui, Y.-J., 2020. Suivi à 10 ans du remblai expérimental en matériaux traités de Héricourt (France): résultat du monitoring, JNGG 2022, Nov 2022, LYON, France 9.
- Boussafir, Y., Mercadier, D., Cui, Y.-J., 2016. Suivi du vieillissement d'un remblai traité à Héricourt (70): quels enseignements sur la durabilité? JNGG 2016, Jul 2016, Nancy, France. 11.

- Brandl, H., 1981. Alteration of soil parameters by stabilization with lime. Presented at the Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volume 3, Stockholm.
- Burland, J.B., 1990. On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique* 40, 329–378. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.329>
- Burland, J.B., Rampello, S., Georgiannou, V.N., Calabresi, G., 1996. A laboratory study of the strength of four stiff clays. *Géotechnique* 46, 491–514. <https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.3.491>
- Burlion, N., Bernard, D., Chen, D., 2006. X-ray microtomography: Application to microstructure analysis of a cementitious material during leaching process. *Cement and Concrete Research* 36, 346–357. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.04.008>
- Burton, G.J., Pineda, J.A., Sheng, D., Airey, D., 2015. Microstructural changes of an undisturbed, reconstituted and compacted high plasticity clay subjected to wetting and drying. *Engineering Geology* 193, 363–373. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.05.010>
- Cardoso, R., Maranha das Neves, E., 2012. Hydro-mechanical characterization of lime-treated and untreated marls used in a motorway embankment. *Engineering Geology* 133–134, 76–84. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.02.014>
- Catton, M.D., 1959. Early Soil-Cement Research and Development. *Journal of the Highway Division* 85, 1–16. <https://doi.org/10.1061/JHCEA2.0000078>
- Chabrat, N., Cuisinier, O., Khatib, M., Masrouri, F., 2022. Impact des conditions environnementales sur le comportement hydromécanique à long terme de sols traités, JNGG 2022, Nov 2022, Lyon, France 9.
- Chabrat, N., Cuisinier, O., Masrouri, F., 2023. In Situ Alteration of the Hydro-Mechanical Behaviour of a Compacted Stabilised Expansive Soil. *Geotechnics* 3, 921–936. <https://doi.org/10.3390/geotechnics3030049>
- Chamberlain, E.J., Gow, A.J., 1979. Effect of Freezing and Thawing on the Permeability and Structure of Soils, in: Jessberger, H.L. (Ed.), *Developments in Geotechnical Engineering, Ground Freezing*. Elsevier, pp. 73–92. <https://doi.org/10.1016/B978-0-444-41782-4.50012-9>
- Chen, Q., Ke, Y., Zhang, L., Tyrer, M., Hills, C.D., Xue, G., 2009. Application of accelerated carbonation with a combination of Na₂CO₃ and CO₂ in cement-based

- solidification/stabilization of heavy metal-bearing sediment. *Journal of Hazardous Materials* 166, 421–427. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2008.11.067>
- Chen, W.Z., Ma, Y.S., Yu, H.D., Li, F.F., Li, X.L., Sillen, X., 2017. Effects of temperature and thermally-induced microstructure change on hydraulic conductivity of Boom Clay. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 9, 383–395. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.03.006>
- Cheng, Q., Tang, C.-S., Zeng, H., Zhu, C., An, N., Shi, B., 2020. Effects of microstructure on desiccation cracking of a compacted soil. *Engineering Geology* 265, 105418. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105418>
- Chittoori, B.C.S., Puppala, A.J., Pedarla, A., 2018. Addressing Clay Mineralogy Effects on Performance of Chemically Stabilized Expansive Soils Subjected to Seasonal Wetting and Drying. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 144, 04017097. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001796](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001796)
- Choquette, M., Bérubé, M.-A., Locat, J., 1987. Mineralogical and microtextural changes associated with lime stabilization of marine clays from eastern Canada. *Applied Clay Science, Clay Mineralogy in Engineering Geology, Industry and Agriculture* 2, 215–232. [https://doi.org/10.1016/0169-1317\(87\)90032-9](https://doi.org/10.1016/0169-1317(87)90032-9)
- Chourabi, B., Fripiat, J.J., 1981. Determination of Tetrahedral Substitutions and Interlayer Surface Heterogeneity from Vibrational Spectra of Ammonium in Smectites. *Clays Clay Miner.* 29, 260–268. <https://doi.org/10.1346/CCMN.1981.0290403>
- Consoli, N.C., Bittar Marin, E.J., Quiñónez Samaniego, R.A., Scheuermann Filho, H.C., Cristelo, N.M.C., 2020. Field and laboratory behaviour of fine-grained soil stabilized with lime. *Can. Geotech. J.* 57, 933–938. <https://doi.org/10.1139/cgj-2019-0271>
- Consoli, N.C., da Silva, K., Filho, S., Rivoire, A.B., 2017. Compacted clay-industrial wastes blends: Long term performance under extreme freeze-thaw and wet-dry conditions. *Applied Clay Science* 146, 404–410. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2017.06.032>
- Consoli, N.C., Dalla Rosa Johann, A., Gauer, E.A., dos Santos, V.R., Moretto, R.L., Corte, M.B., 2012. Key parameters for tensile and compressive strength of silt–lime mixtures. *Géotechnique Letters* 2, 81–85. <https://doi.org/10.1680/geolett.12.00014>
- Consoli, N.C., Foppa, D., Festugato, L., Heineck, K.S., 2007. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133, 197–205. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:2\(197\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:2(197))

- Consoli, N.C., Prietto, P.D.M., da Silva Lopes, L., Winter, D., 2014. Control factors for the long term compressive strength of lime treated sandy clay soil. *Transportation Geotechnics* 1, 129–136. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2014.07.005>
- Consoli, N.C., Quiñónez Samaniego, R.A., González, L.E., Bittar, E.J., Cuisinier, O., 2018. Impact of Severe Climate Conditions on Loss of Mass, Strength, and Stiffness of Compacted Fine-Grained Soils–Portland Cement Blends. *Journal of Materials in Civil Engineering* 30, 04018174. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002392](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002392)
- Cotecchia, F., Chandler, R.J., 2000. A general framework for the mechanical behaviour of clays. *Géotechnique* 50, 431–447. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.4.431>
- Cui, Y., 2022. Soil–atmosphere interaction in earth structures. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 14, 35–49. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2021.11.004>
- Cuisinier, O., Auriol, J.-C., Le Borgne, T., Deneele, D., 2011. Microstructure and hydraulic conductivity of a compacted lime-treated soil. *Engineering Geology* 123, 187–193. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.07.010>
- Cuisinier, O., Deneele, D., 2010. Effets de sollicitations hydriques cycliques sur le gonflement d'un sol argileux traité à la chaux. *Rev. Fr. Geotech.* 51–60. <https://doi.org/10.1051/geotech/2010130051>
- Cuisinier, O., Deneele, D., 2008. Long-term behaviour of lime-treated expansive soil submitted to cyclic wetting and drying, in: *Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering - Proceedings of the 1st European Conference on Unsaturated Soils, E-UNSAT 2008*. pp. 327–333.
- Cuisinier, O., Gandille, D., Robinet, A., Stoltz, G., Mehenni, A., Robin, V., 2012. Long term behaviour of treated soils–case study of a lime and cement stabilized backfill, in: *Proceedings of the 3rd International Seminar on Earthworks, Technische Universität München, Berlin, Germany*. pp. 189–200.
- Cuisinier, O., Laloui, L., 2004. Fabric evolution during hydromechanical loading of a compacted silt. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 28, 483–499. <https://doi.org/10.1002/nag.348>
- Cuisinier, O., Masrouri, F., 2005. Hydromechanical behaviour of a compacted swelling soil over a wide suction range. *Engineering Geology* 81, 204–212. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2005.06.008>

- Cuisinier, O., Stoltz, G., Masrouri, F., 2014. Long-Term Behavior of Lime-Treated Clayey Soil Exposed to Successive Drying and Wetting 4146–4155. <https://doi.org/10.1061/9780784413272.403>
- Das, G., Razakamanantsoa, A., Herrier, G., Deneele, D., 2022a. Influence of pore fluid-soil structure interactions on compacted lime-treated silty soil. *Engineering Geology* 296, 106496. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106496>
- Das, G., Razakamanantsoa, A., Herrier, G., Deneele, D., 2021a. Compressive strength and microstructure evolution of lime-treated silty soil subjected to kneading action. *Transportation Geotechnics* 29, 100568. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100568>
- Das, G., Razakamanantsoa, A., Herrier, G., Saussaye, L., Lesueur, D., Deneele, D., 2021b. Evaluation of the long-term effect of lime treatment on a silty soil embankment after seven years of atmospheric exposure: Mechanical, physicochemical, and microstructural studies. *Engineering Geology* 281, 105986. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105986>
- Das, G., Razakamanantsoa, A., Saussaye, L., Losma, F., Deneele, D., 2022b. Carbonation investigation on atmospherically exposed lime-treated silty soil. *Case Studies in Construction Materials* 17, e01222. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01222>
- Dash, S., Hussain, M., 2015. Influence of Lime on Shrinkage Behavior of Soils. *Journal of Materials in Civil Engineering* 27, 04015041. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001301](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001301)
- Dash, S.K., Hussain, M., 2012. Lime Stabilization of Soils: Reappraisal. *Journal of Materials in Civil Engineering* 24, 707–714. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000431](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000431)
- De Bel, R., Bollens, Q., Duvigneaud, P.-H., Verbrugge, J.-C., 2005. Influence of curing time, percolation and temperature on the compressive strength of a loam treated with lime. Presented at the Tremti 2005, pp. 1–10.
- DeCarlo, K.F., Shokri, N., 2014. Effects of substrate on cracking patterns and dynamics in desiccating clay layers. *Water Resources Research* 50, 3039–3051. <https://doi.org/10.1002/2013WR014466>
- Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y.-J., Howat, M.D., 1996. Microstructure of a compacted silt. *Can. Geotech. J.* 33, 150–158. <https://doi.org/10.1139/t96-030>

- Delage, P., Howat, M.D., Cui, Y.J., 1998. The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Engineering Geology* 50, 31–48. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(97\)00083-5](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(97)00083-5)
- Delage, P., Marcial, D., Cui, Y.J., Ruiz, X., 2006. Ageing effects in a compacted bentonite: a microstructure approach. *Géotechnique* 56, 291–304. <https://doi.org/10.1680/geot.2006.56.5.291>
- Delage, P., Pellerin, F.M., 1984. Influence de la lyophilisation sur la structure d'une argile sensible du Québec. *Clay Minerals* 19, 151–160.
- Dempsey, B.J., Thompson, M.R., 1967. Durability properties of lime-soil mixtures. Highway Research Record No. 235, HRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 61–75.
- Deneele, D., Dony, A., Colin, J., Herrier, G., Lesueur, D., 2021. The carbonation of a lime-treated soil: experimental approach. *Mater Struct* 54, 21. <https://doi.org/10.1617/s11527-021-01617-w>
- Deneele, D., Le Runigo, B., Cui, Y.-J., Cuisinier, O., Ferber, V., 2016. Experimental assessment regarding leaching of lime-treated silt. *Construction and Building Materials* 112, 1032–1040. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.015>
- Devineau, K., Bihannic, I., Michot, L., Villiéras, F., Masrouri, F., Cuisinier, O., Fragneto, G., Michau, N., 2006. In situ neutron diffraction analysis of the influence of geometric confinement on crystalline swelling of montmorillonite. *Applied Clay Science* 31, 76–84. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2005.08.006>
- Diamond, S., 1971. Microstructure and Pore Structure of Impact-Compacted Clays. *Clays and Clay Minerals* 19, 239–249. <https://doi.org/10.1346/CCMN.1971.0190405>
- Diamond, S., Kinter, E.B., 1965. Mechanisms of Soil-Lime Stabilization. Highway Research Record 92, 83–102 20.
- Duan, Z., Skoczylas, F., Wang, C., Talandier, J., 2021. Hydric Cycle Impacts on CO_x Argillite Permeability and Young's Modulus. *Rock Mech Rock Eng* 54, 1129–1147. <https://doi.org/10.1007/s00603-020-02258-1>
- Eades, J.L., Grim, R.E., 1960. Reaction of Hydrated Lime With Pure Clay Minerals in Soil Stabilization. Highway Research Board Bulletin 262, 51–63. 13.
- Elia, G., Cotecchia, F., Pedone, G., Vaunat, J., Vardon, P.J., Pereira, C., Springman, S.M., Rouainia, M., Van Esch, J., Koda, E., Josifovski, J., Nocilla, A., Askarinejad, A., Stirling, R., Helm, P., Lollino, P., Osinski, P., 2017. Numerical modelling of slope–vegetation–

- atmosphere interaction: an overview. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 50, 249–270. <https://doi.org/10.1144/qjegh2016-079>
- Elkady, T.Y., 2016. The effect of curing conditions on the unconfined compression strength of lime-treated expansive soils. *Road Materials and Pavement Design* 17, 52–69. <https://doi.org/10.1080/14680629.2015.1062409>
- Everett, D.H., 1961. The thermodynamics of frost damage to porous solids. *Trans. Faraday Soc.* 57, 1541–1551. <https://doi.org/10.1039/TF9615701541>
- Faucon, P., Adenot, F., Jacquinet, J.F., Petit, J.C., Cabrillac, R., Jorda, M., 1998. Long-term behaviour of cement pastes used for nuclear waste disposal: review of physico-chemical mechanisms of water degradation. *Cement and Concrete Research* 28, 847–857. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00053-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00053-2)
- Ferber, V., Auriol, J.-C., Cui, Y.-J., Magnan, J.-P., 2008. Wetting-induced volume changes in compacted silty clays and high-plasticity clays. *Can. Geotech. J.* 45, 252–265. <https://doi.org/10.1139/T07-081>
- Ferrage, E., 2004. Etude expérimentale de l'hydratation des smectites par simulation des raies 00ℓ de diffraction des rayons X. Implications pour l'étude d'une perturbation thermique sur la minéralogie de l'argilite du site Meuse-Haute Marne (phdthesis). Université Joseph-Fourier - Grenoble I.
- Ferrage, E., Lanson, B., Sakharov, B.A., Drits, V.A., 2005. Investigation of smectite hydration properties by modeling experimental X-ray diffraction patterns: Part I. Montmorillonite hydration properties. *American Mineralogist* 90, 1358–1374. <https://doi.org/10.2138/am.2005.1776>
- Fredlund, D.G., Rahardjo, H., 1993. *Soil mechanics for unsaturated soils*, John Wiley & Sons.
- Froumentin, 2012. TerDOUEST National Project ANR-07-PCGU-006-10. Cete Normandie Centre France.
- Froumentin, M., Boussafir, Y., 2013. La construction d'un remblai expérimental unique en France en sols fins traités hors spécification. Colloque TerDOUEST 2013, Jun 2013, Marne-la-Vallée, France. 14.
- Gasparre, A., Coop, M., 2008. Quantification of the effects of structure on the compression of a stiff clay.
- Glasser, F.P., Marchand, J., Samson, E., 2008. Durability of concrete — Degradation phenomena involving detrimental chemical reactions. *Cement and Concrete Research*,

- Special Issue — The 12th International Congress on the Chemistry of Cement. Montreal, Canada, July 8-13 2007 38, 226–246. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.09.015>
- Gowthaman, S., Nakashima, K., Kawasaki, S., 2022. Effect of wetting and drying cycles on the durability of bio-cemented soil of expressway slope. *Int. J. Environ. Sci. Technol.* 19, 2309–2322. <https://doi.org/10.1007/s13762-021-03306-1>
- Graham, J., Au, V.C.S., 1985. Effects of freeze–thaw and softening on a natural clay at low stresses. *Can. Geotech. J.* 22, 69–78. <https://doi.org/10.1139/t85-007>
- Grim, R.E., 1962. *Applied clay mineralogy*. McGraw-Hill.
- Guidobaldi, G., Cambi, C., Cecconi, M., Comodi, P., Deneele, D., Paris, M., Russo, G., Vitale, E., Zucchini, A., 2018. Chemo-mineralogical evolution and microstructural modifications of a lime treated pyroclastic soil. *Engineering Geology* 245, 333–343. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.09.012>
- Guidobaldi, G., Cambi, C., Cecconi, M., Deneele, D., Paris, M., Russo, G., Vitale, E., 2017. Multi-scale analysis of the mechanical improvement induced by lime addition on a pyroclastic soil. *Engineering Geology* 221, 193–201. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.03.012>
- Guney, Y., Sari, D., Cetin, M., Tuncan, M., 2007. Impact of cyclic wetting–drying on swelling behavior of lime-stabilized soil. *Building and Environment* 42, 681–688. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2005.10.035>
- Guo, P., Gu, J., Su, Y., Wang, J., Ding, Z., 2021. Effect of cyclic wetting–drying on tensile mechanical behavior and microstructure of clay-bearing sandstone. *Int J Coal Sci Technol* 8, 956–968. <https://doi.org/10.1007/s40789-020-00403-3>
- Guo, Y., Yu, X. (Bill), Guo, Y., Yu, X. (Bill), 2017. Characterizing the surface charge of clay minerals with Atomic Force Microscope (AFM). *AIMSMATES* 4, 582–593. <https://doi.org/10.3934/matresci.2017.3.582>
- Gutschick, K.A., 1978. Lime stabilization under hydraulic conditions. 4th Lime Congress. pp. 1-20.
- Haas, S., Ritter, H.-J., 2019. Soil improvement with quicklime – long-time behaviour and carbonation. *Road Materials and Pavement Design* 20, 1941–1951. <https://doi.org/10.1080/14680629.2018.1474793>
- Haga, K., Sutou, S., Hironaga, M., Tanaka, S., Nagasaki, S., 2005. Effects of porosity on leaching of Ca from hardened ordinary Portland cement paste. *Cement and Concrete Research* 35, 1764–1775. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.06.034>

- Haghighi, I., Martin, T., Reiffsteck, P., Duc, M., Szymkiewicz, F., Chevalier, C., 2020. An automated crumb test procedure to estimate the soil disaggregation properties in contact with water. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 0, 1–16. <https://doi.org/10.1080/19648189.2020.1854123>
- Helson, O., Beaucour, A.-L., Eslami, J., Noumowe, A., Gotteland, P., 2017. Physical and mechanical properties of soilcrete mixtures: Soil clay content and formulation parameters. *Construction and Building Materials* 131, 775–783. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.021>
- Herrier, G., Abad, J., Francois, B., Puiatti, D., 2015. Shrinkage/swelling behavior of a lime-treated clayey soil, *Symposium International SEC 2015 International Symposium*. 10.
- Herrier, G., Berger, R., Bonelli, S., 2012. The Friant-Kern canal: a forgotten example of lime-treated structure in hydraulic conditions, *6th International Conference on Scour and Erosion*, Aug 2012, Paris, France. 9.
- Ho, L.S., Nakarai, K., Duc, M., Kouby, A.L., Maachi, A., Sasaki, T., 2018. Analysis of strength development in cement-treated soils under different curing conditions through microstructural and chemical investigations. *Construction and Building Materials* 166, 634–646. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.01.112>
- Ho, L.S., Nakarai, K., Ogawa, Y., Sasaki, T., Morioka, M., 2017. Strength development of cement-treated soils: Effects of water content, carbonation, and pozzolanic reaction under drying curing condition. *Construction and Building Materials* 134, 703–712. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.065>
- Hoffmann, C., Alonso, E.E., Romero, E., 2007. Hydro-mechanical behaviour of bentonite pellet mixtures. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C, Clay in natural and engineered barriers for radioactive waste confinement - Part 2* 32, 832–849. <https://doi.org/10.1016/j.pce.2006.04.037>
- Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C., Samingthong, W., Rachan, R., Arulrajah, A., 2016. Durability against Wetting–Drying Cycles of Water Treatment Sludge–Fly Ash Geopolymer and Water Treatment Sludge–Cement and Silty Clay–Cement Systems. *Journal of Materials in Civil Engineering* 28, 04015078. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001351](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001351)
- Hotineanu, A., Bouasker, M., Aldaood, A., Al-Mukhtar, M., 2015. Effect of freeze–thaw cycling on the mechanical properties of lime-stabilized expansive clays. *Cold Regions*

- Science and Technology 119, 151–157.
<https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2015.08.008>
- Houhou, R., Sutman, M., Sadek, S., Laloui, L., 2021. Microstructure observations in compacted clays subjected to thermal loading. *Engineering Geology* 287, 105928.
<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105928>
- Howard, A., Bara, J., 1976. Lime Stabilization on Friant-Kern Canal, Report No. REC-ERC-76-20.
- IDRRIM CEREMA, 2023. Guide des Terrassements des remblais et des couches de forme - Fascicule n°1 : Principe généraux.
- Izuo, H., Nakarai, K., Kulik, D.A., 2022. Twenty-two-year investigation of strength development and surface deterioration of cement-treated clay in an in-situ field test. *Cement and Concrete Composites* 104783.
<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2022.104783>
- Johnson, T.C., Cole, D.M., Chamberlain, E.J., 1979. Effect of Freeze—Thaw Cycles on Resilient Properties of Fine-Grained Soils, in: Jessberger, H.L. (Ed.), *Developments in Geotechnical Engineering, Ground Freezing*. Elsevier, pp. 247–276.
<https://doi.org/10.1016/B978-0-444-41782-4.50026-9>
- Juang, C.H., Holtz, R.D., 1986. Fabric, Pore Size Distribution, and Permeability of Sandy Soils. *Journal of Geotechnical Engineering* 112, 855–868.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1986\)112:9\(855\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:9(855))
- Kafodya, I., Okonta, F., 2018. Effects of natural fiber inclusions and pre-compression on the strength properties of lime-fly ash stabilised soil. *Construction and Building Materials* 170, 737–746. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.194>
- Kamali, S., Moranville, M., Leclercq, S., 2008. Material and environmental parameter effects on the leaching of cement pastes: Experiments and modelling. *Cement and Concrete Research* 38, 575–585. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.10.009>
- Kassiff, G., Shalom, A.B., 1971. Experimental Relationship Between Swell Pressure and Suction. *Géotechnique* 21, 245–255. <https://doi.org/10.1680/geot.1971.21.3.245>
- Khattab, S.A., Al-Mukhtar, M., Fleureau, J.-M., 2007. Long-Term Stability Characteristics of a Lime-Treated Plastic Soil. *Journal of Materials in Civil Engineering* 19, 358–366.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19:4\(358\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:4(358))

- Khoury, N., Zaman, M.M., 2007. Durability of stabilized base courses subjected to wet–dry cycles. *International Journal of Pavement Engineering* 8, 265–276. <https://doi.org/10.1080/10298430701342874>
- Komine, H., Ogata, N., 2003. New equations for swelling characteristics of bentonite-based buffer materials. *Can. Geotech. J.* 40, 460–475. <https://doi.org/10.1139/t02-115>
- Konrad, 1989. Effect of freeze–thaw cycles on the freezing characteristics of a clayey silt at various overconsolidation ratios. *Can. Geotech. J.* 26, 217–226. <https://doi.org/10.1139/t89-031>
- LCPC, 2000. Soil treatment with lime and/ or hydraulic binders: application to the construction of fills and capping layers.
- LCPC-SETRA, 1992. Guide de Terrassement Routier, fascicule II, annexe 1 : tableaux de classification des matériaux utilisés pour la construction des remblais et des couches de forme.
- Le Runigo, B., Cuisinier, O., Cui, Y.-J., Ferber, V., Deneele, D., 2009. Impact of initial state on the fabric and permeability of a lime-treated silt under long-term leaching. *Can. Geotech. J.* 46, 1243–1257. <https://doi.org/10.1139/T09-061>
- Le Runigo, B., Ferber, V., Cui, Y.J., Cuisinier, O., Deneele, D., 2011. Performance of lime-treated silty soil under long-term hydraulic conditions. *Engineering Geology* 118, 20–28. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.12.002>
- Lee, K.H., Lee, S., 2002. Mechanical properties of weakly bonded cement stabilized kaolin. *KSCE J Civ Eng* 6, 389–398. <https://doi.org/10.1007/BF02841993>
- Lees, A.S., MacDonald, G.J., Sheerman-Chase, A., Schmidt, F., 2013. Seasonal slope movements in an old clay fill embankment dam. *Can. Geotech. J.* 50, 503–520. <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0356>
- Lekarp, F., Isacsson, U., Dawson, A., 2000. State of the Art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. *Journal of Transportation Engineering* 126, 76–83. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(2000\)126:1\(76\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(2000)126:1(76))
- Lemaire, K., Deneele, D., Bonnet, S., Legret, M., 2013. Effects of lime and cement treatment on the physicochemical, microstructural and mechanical characteristics of a plastic silt. *Engineering Geology* 166, 255–261. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.09.012>

- Leroueil, S., Vaughan, P.R., 1990. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique* 40, 467–488. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.467>
- Little, D.N., 1995. Stabilization of pavement subgrades and base courses with lime.
- Liu, K., Ye, W., Gao, H., Dong, Q., 2020. Multi-scale effects of mechanical property degradation of expansive soils under drying-wetting environments. *Yanshilixue Yu Gongcheng Xuebao/Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering* 39, 2148–2159. <https://doi.org/10.13722/j.cnki.jrme.2020.0170>
- Liu, S., Wen, K., Armwood, C., Bu, C., Li, C., Amini, F., Li, L., 2019. Enhancement of MICP-Treated Sandy Soils against Environmental Deterioration. *Journal of Materials in Civil Engineering* 31, 04019294. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002959](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002959)
- Liu, Wang, Q., Liu, S., ShangGuan, Y., Fu, H., Ma, B., Chen, H., Yuan, X., 2019. Experimental investigation of the geotechnical properties and microstructure of lime-stabilized saline soils under freeze-thaw cycling. *Cold Regions Science and Technology* 161, 32–42. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2019.03.003>
- Locat, J., Bérubé, M.-A., Choquette, M., 1990. Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development. *Can. Geotech. J.* 27, 294–304. <https://doi.org/10.1139/t90-040>
- Lu, Y., Liu, S., Zhang, Y., Li, Z., Xu, L., 2020. Freeze-thaw performance of a cement-treated expansive soil. *Cold Regions Science and Technology* 170, 102926. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2019.102926>
- Mainguy, M., Tognazzi, C., Torrenti, J.-M., Adenot, F., 2000. Modelling of leaching in pure cement paste and mortar. *Cement and Concrete Research* 30, 83–90. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(99\)00208-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00208-2)
- Makki-Szymkiewicz, L., Hibouche, A., Taibi, S., Herrier, G., Lesueur, D., Fleureau, J.-M., 2015. Evolution of the properties of lime-treated silty soil in a small experimental embankment. *Engineering Geology* 191, 8–22. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.03.008>
- Massat, L., Cuisinier, O., Bihannic, I., Claret, F., Pelletier, M., Masrouri, F., Gaboreau, S., 2016. Swelling pressure development and inter-aggregate porosity evolution upon hydration of a compacted swelling clay. *Applied Clay Science* 124–125, 197–210. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2016.01.002>

- McCallister, L.D., Petry, T.M., 1991. Physical property changes in a lime-treated expansive clay caused by leaching. *Transportation Research Record*.
- Mehenni, A., 2015. Comportement hydromécanique et érosion des sols fins traités (Thèse de doctorat). Université de Lorraine, France.
- Mehenni, A., Cuisinier, O., Masrouri, F., 2020. Alteration of the Hydromechanical Performances of a Stabilized Compacted Soil Exposed to Successive Wetting–Drying Cycles. *Journal of Materials in Civil Engineering* 32, 04020349. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0003270](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003270)
- Metelková, Z., Boháč, J., Prikryl, R., Sedlářová, I., 2012. Maturation of loess treated with variable lime admixture: Pore space textural evolution and related phase changes. *Applied Clay Science* 61, 37–43. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2012.03.008>
- Middelhoff, M., 2020. Hydro-mechanical behavior of claystone-based backfill materials under geo-environmental conditions (These de doctorat). Université de Lorraine.
- Mitchell, J., Soga, K., 2005. *Fundamentals of soil behavior*.
- Moranville, M., Kamali, S., Guillon, E., 2004. Physicochemical equilibria of cement-based materials in aggressive environments—experiment and modeling. *Cement and Concrete Research, H. F. W. Taylor Commemorative Issue* 34, 1569–1578. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.04.033>
- Morris, P.H., Graham, J., Williams, D.J., 1992. Cracking in drying soils. *Can. Geotech. J.* 29, 263–277. <https://doi.org/10.1139/t92-030>
- Morsy, A.M., Helm, P.R., El-Hamalawi, A., Smith, A., Hughes, P.N., Stirling, R.A., Dijkstra, T.A., Dixon, N., Glendinning, S., 2023. Development of a Multiphase Numerical Modeling Approach for Hydromechanical Behavior of Clay Embankments Subject to Weather-Driven Deterioration. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 149, 04023062. <https://doi.org/10.1061/JGGEFK.GTENG-11213>
- Murray, H.H., 2006. *Applied clay mineralogy: occurrences, processing and applications of kaolins, bentonites, palygorskitesepiolite, and common clays*. Elsevier.
- Nabil, M., Mustapha, A., Rios, S., 2020. Impact of wetting—drying cycles on the mechanical properties of lime-stabilized soils. *Int. J. Pavement Res. Technol.* 13, 83–92. <https://doi.org/10.1007/s42947-019-0088-y>

- Nakarai, K., Yoshida, T., 2015. Effect of carbonation on strength development of cement-treated Toyoura silica sand. *Soils and Foundations* 55, 857–865. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.06.016>
- Nalbantoglu, Z., Tuncer, E.R., 2011. Compressibility and hydraulic conductivity of a chemically treated expansive clay. *Canadian Geotechnical Journal*. <https://doi.org/10.1139/t00-076>
- Netterberg, F., Paige-Green, P., 1984. Carbonation of lime and cement stabilized layers in road construction (Report). Soil Engineering Group and National Institute for Transport and Road Research.
- NF EN 12390-12, 2020. Essais pour béton durci - Partie 14 : Détermination de la résistance à la carbonatation du béton - Méthode de la carbonatation accélérée.
- NF P94-093, 2014. Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor Normal - Essai Proctor modifié.
- Nguyen, T.T.H., Cui, Y.-J., Ferber, V., Herrier, G., Ozturk, T., Plier, F., Puiatti, D., Salager, S., Tang, A.M., 2019. Effect of freeze-thaw cycles on mechanical strength of lime-treated fine-grained soils. *Transportation Geotechnics* 21, 100281. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2019.100281>
- Nguyen, V.H., Colina, H., Torrenti, J.M., Boulay, C., Nedjar, B., 2007. Chemo-mechanical coupling behaviour of leached concrete: Part I: Experimental results. *Nuclear Engineering and Design* 237, 2083–2089. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2007.02.013>
- Noble, D.F., Plaster, R.W., Virginia Highway Research Council, United States. Bureau of Public Roads, 1970. Reactions in Portland cement-clay mixtures: final report. (No. VHRC 70-R13).
- Norrish, K., 1954. The swelling of montmorillonite. *Discuss. Faraday Soc.* 18, 120. <https://doi.org/10.1039/df9541800120>
- Nowamooz, H., Masrouri, F., 2009. Shrinkage/swelling of compacted clayey loose and dense soils. *Comptes Rendus Mécanique* 337, 781–790. <https://doi.org/10.1016/j.crme.2009.10.002>
- Nowamooz, H., Mrad, M., Abdallah, A., Masrouri, F., 2009. Experimental and numerical studies of the hydromechanical behaviour of a natural unsaturated swelling soil. *Can. Geotech. J.* 46, 393–410. <https://doi.org/10.1139/T08-127>

- Oorthuis, R., Hürlimann, M., Fraccica, A., Lloret, A., Moya, J., Puig-Polo, C., Vaunat, J., 2018. Monitoring of a Full-Scale Embankment Experiment Regarding Soil–Vegetation–Atmosphere Interactions. *Water* 10, 688. <https://doi.org/10.3390/w10060688>
- Osinubi, K.J., Nwaiwu, C.M., 2006. Compaction Delay Effects on Properties of Lime-Treated Soil. *Journal of Materials in Civil Engineering* 18, 250–258. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2006\)18:2\(250\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2006)18:2(250))
- Osula, D.O.A., 1991. Lime modification of problem laterite. *Engineering Geology* 30, 141–154. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(91\)90040-R](https://doi.org/10.1016/0013-7952(91)90040-R)
- Ouhadi, V.R., Yong, R.N., Goodarzi, A.R., Safari-Zanjani, M., 2010. Effect of temperature on the re-structuring of the microstructure and geo-environmental behaviour of smectite. *Applied Clay Science, Advanced smectitic clay research* 47, 2–9. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2008.08.008>
- Pedarla, A., 2009. Durability studies on stabilization effectiveness of soils containing different fractions of montmorillonite.
- Penner, E., 1959. The mechanisms of frost heaving soils. *Highway Research Board Bulletin*.
- Penumadu, D., Dean, J., 2000. Compressibility effect in evaluating the pore-size distribution of kaolin clay using mercury intrusion porosimetry. *Can. Geotech. J.* 37, 393–405. <https://doi.org/10.1139/t99-121>
- Pires, L.F., Bacchi, O.O.S., Reichardt, K., 2007. Assessment of soil structure repair due to wetting and drying cycles through 2D tomographic image analysis. *Soil and Tillage Research* 94, 537–545. <https://doi.org/10.1016/j.still.2006.10.008>
- Plas, 2001. ANDRA - Referential Materials Volume 1: Context and scope; Volume 2: Argillaceous materials; Volume 3: Cementitious materials; Volume 4: The corrosion of metallic materials. France.
- Poncelet, N., François, B., 2022. Effect of laboratory compaction mode, density and suction on the tensile strength of a lime-treated silty soil. *Transportation Geotechnics* 34, 100763. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100763>
- Pousada Presa E., 1995. Deformabilidad de arcillas expansivas bajo succion controlada. 1.
- Proctor, R., 1933. Fundamental Principles of Soil Compaction. *Engineering News-Record* 111.
- Pu, S., Zhu, Z., Zhao, L., Song, W., Wan, Y., Huo, W., Wang, H., Yao, K., Hu, L., 2020. Microstructural properties and compressive strength of lime or/and cement solidified silt:

- a multi-scale study. *Bull Eng Geol Environ* 79, 5141–5159.
<https://doi.org/10.1007/s10064-020-01910-y>
- Puppala, A.J., Mohammad, L.N., Allen, A., 1996. Engineering Behavior of Lime-Treated Louisiana Subgrade Soil. *Transportation Research Record* 1546, 24–31.
<https://doi.org/10.1177/0361198196154600103>
- Qi, J., Vermeer, P.A., Cheng, G., 2006. A review of the influence of freeze-thaw cycles on soil geotechnical properties. *Permafrost and Periglacial Processes* 17, 245–252.
<https://doi.org/10.1002/ppp.559>
- Rajasekaran, G., Narasimha Rao, S., 2002. Compressibility behaviour of lime-treated marine clay. *Ocean Engineering* 29, 545–559. [https://doi.org/10.1016/S0029-8018\(01\)00010-5](https://doi.org/10.1016/S0029-8018(01)00010-5)
- Rao, S.M., Reddy, B.V.V., Muttharam, M., 2001. The impact of cyclic wetting and drying on the swelling behaviour of stabilized expansive soils. *Engineering Geology* 60, 223–233.
[https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(00\)00103-4](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(00)00103-4)
- Rao, S.M., Shivananda, P., 2005. Role of osmotic suction in swelling of salt-amended clays. *Can. Geotech. J.* 42, 307–315. <https://doi.org/10.1139/t04-086>
- Razakamanantsoa, A., David, J.P., Rayssac, E., 2012. Influence des modalités de préparation de l'argile d'Héricourt traitées à la chaux et au ciment sur leur comportement mécanique, *JNGG* 012, Jul 2012, France. 9.
- Ri, Y.N., Han, U.C., Jang, U.J., Jong, D.Y., Kim, C.U., 2022. Study on Stability Reduction Characteristics of Earth and Rockfill Dams under Rapid Drawdown Using Fully Coupled Seepage-Stress Analysis. *Advances in Civil Engineering* 2022, e7954991.
<https://doi.org/10.1155/2022/7954991>
- Romero, E., Della Vecchia, G., Jommi, C., 2011. An insight into the water retention properties of compacted clayey soils. *Géotechnique* 61, 313–328.
<https://doi.org/10.1680/geot.2011.61.4.313>
- Romero, E., Gens, A., Lloret, A., 1999. Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay. *Engineering Geology* 54, 117–127.
[https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(99\)00067-8](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(99)00067-8)
- Romero, E., Simms, P.H., 2008. Microstructure Investigation in Unsaturated Soils: A Review with Special Attention to Contribution of Mercury Intrusion Porosimetry and Environmental Scanning Electron Microscopy. *Geotech Geol Eng* 26, 705–727.
<https://doi.org/10.1007/s10706-008-9204-5>

- Rosone, M., Ferrari, A., Celauro, C., 2018. On the hydro-mechanical behaviour of a lime-treated embankment during wetting and drying cycles. *Geomechanics for Energy and the Environment* 14, 48–60. <https://doi.org/10.1016/j.gete.2017.11.001>
- Roy, S., Rajesh, S., 2020. The coupled effect of suction and net stress on the air permeability of compacted soils. *Géotechnique Letters*. <https://doi.org/10.1680/jgele.19.00056>
- Russo, G., Vecchio, S.D., Mascolo, G., 2007. Microstructure of a Lime Stabilised Compacted Silt, in: Schanz, T. (Ed.), *Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, Springer Proceedings in Physics. Springer, Berlin, Heidelberg, pp. 49–56. https://doi.org/10.1007/3-540-69873-6_5
- Saiyouri, N., Tessier, D., Hicher, P.Y., 2004. Experimental study of swelling in unsaturated compacted clays. *Clay Minerals* 39, 469–479. <https://doi.org/10.1180/0009855043940148>
- Sariosseiri, F., Muhunthan, B., 2009. Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils. *Engineering Geology* 104, 119–125. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.09.003>
- Saussaye, L., 2012. *Traitement des sols aux liants hydrauliques : aspects géotechniques et physico-chimiques des perturbations de la solidification (phdthesis)*. Université de Caen.
- Sellier, A., Buffo-Lacarrière, L., Gonnouni, M.E., Bourbon, X., 2011. Behavior of HPC nuclear waste disposal structures in leaching environment. *Nuclear Engineering and Design* 241, 402–414. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2010.11.002>
- Shah, V., Scrivener, K., Bhattacharjee, B., Bishnoi, S., 2018. Changes in microstructure characteristics of cement paste on carbonation. *Cement and Concrete Research* 109, 184–197. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.04.016>
- Shoop, S.A., Bigl, S.R., 1997. Moisture migration during freeze and thaw of unsaturated soils: modeling and large scale experiments. *Cold Regions Science and Technology* 25, 33–45. [https://doi.org/10.1016/S0165-232X\(96\)00015-8](https://doi.org/10.1016/S0165-232X(96)00015-8)
- Silvestri, V., Soulié, M., Lafleur, J., Sarkis, G., Bekkouche, N., 1990. Foundation problems in Champlain clays during droughts. I: Rainfall deficits in Montréal (1930–1988). *Can. Geotech. J.* 27, 285–293. <https://doi.org/10.1139/t90-039>
- Sivapullaiah, P.V., Sridharan, A., Ramesh, H.N., 2000. Strength behaviour of lime-treated soils in the presence of sulphate. *Can. Geotech. J.* 37, 1358–1367. <https://doi.org/10.1139/t00-052>

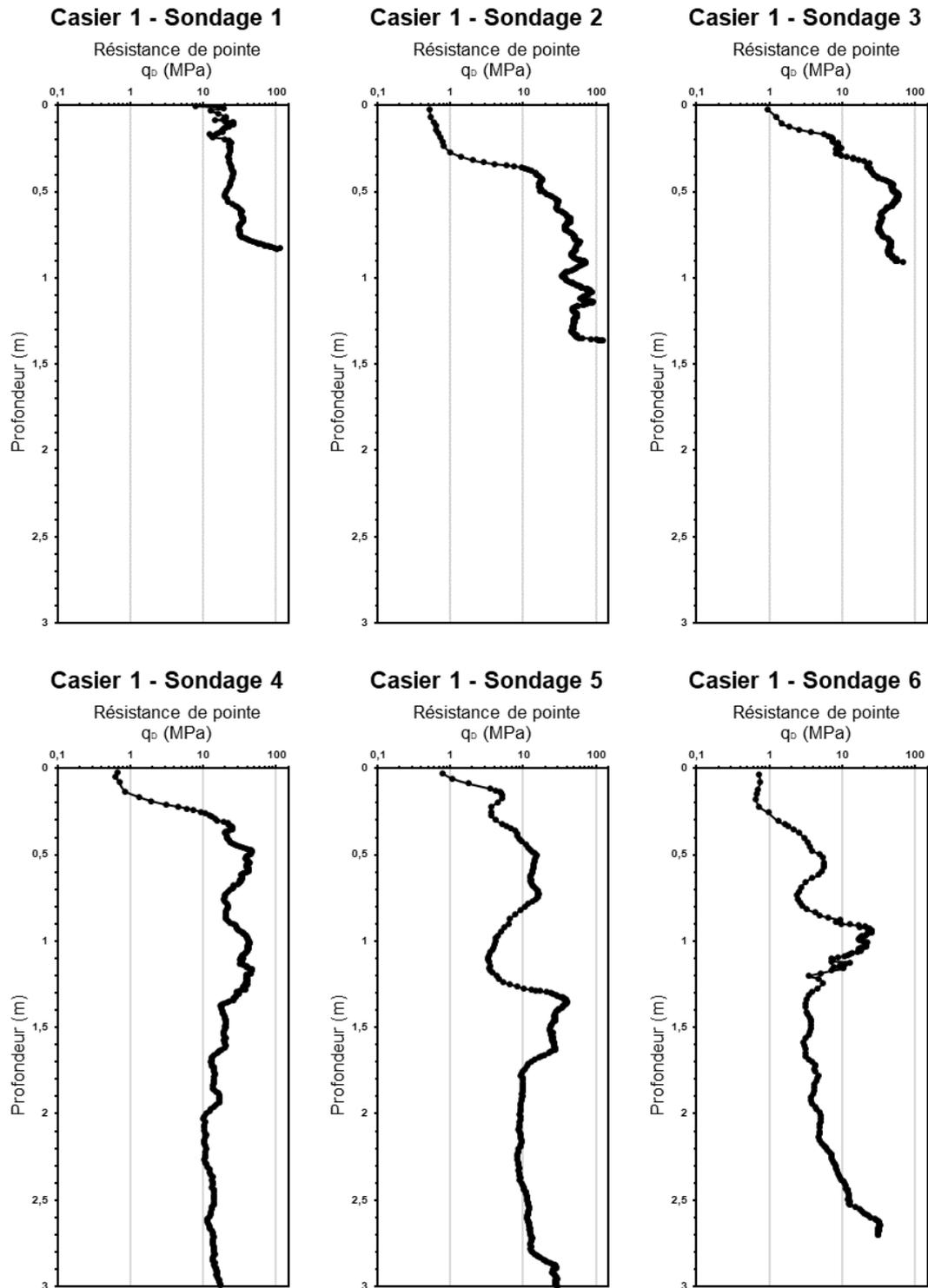
- Skempton, A.W., 1996. Embankments and cuttings on the early railways., *Construction History*.
- Skempton, A.W., 1964. Long-term stability of clay slopes, *Géotechnique*.
- Sposito, Garrison, 1992. The Diffuse-Ion Swarm Near Smectite Particles Suspended in 1:1 Electrolyte Solutions: Modified Gouy-Chapman Theory and Quasicrystal Formation, in: Low, P.F., Mitchell, J.K., Sposito, G., Olphen, H. van, Güven, N., Pollastro, R.M. (Eds.), *Clay-Water Interface and Its Rheological Implications*. Clay Minerals Society, p. 0. <https://doi.org/10.1346/CMS-WLS-4.3>
- Stirling, R.A., Toll, D.G., Glendinning, S., Helm, P.R., Yildiz, A., Hughes, P.N., Asquith, J.D., 2021. Weather-driven deterioration processes affecting the performance of embankment slopes. *Géotechnique* 71, 957–969. <https://doi.org/10.1680/jgeot.19.SiP.038>
- Stoltz, G., Cuisinier, O., Masrouri, F., 2014. Weathering of a lime-treated clayey soil by drying and wetting cycles. *Engineering Geology* 181, 281–289. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.08.013>
- Stoltz, G., Cuisinier, O., Masrouri, F., 2012. Multi-scale analysis of the swelling and shrinkage of a lime-treated expansive clayey soil. *Applied Clay Science* 61, 44–51. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2012.04.001>
- Stonestrom, D.A., Rubin, J., 1989. Air permeability and trapped-air content in two soils. *Water Resources Research* 25, 1959–1969. <https://doi.org/10.1029/WR025i009p01959>
- Stora, E., Bary, B., He, Q.-C., Deville, E., Montarnal, P., 2009. Modelling and simulations of the chemo–mechanical behaviour of leached cement-based materials: Leaching process and induced loss of stiffness. *Cement and Concrete Research* 39, 763–772. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.05.010>
- Su, W., Wang, Q., Xu, Y., Yan, X., Xie, J., Ye, W., 2023. The swelling behaviour of natural expansive stiff clay under different constraint conditions during cyclic wetting and drying. *Environ Earth Sci* 82, 548. <https://doi.org/10.1007/s12665-023-11242-1>
- Take, W. a., Bolton, M. d., 2011. Seasonal ratcheting and softening in clay slopes, leading to first-time failure. *Géotechnique* 61, 757–769. <https://doi.org/10.1680/geot.9.P.125>
- Tang, A.M., Vu, M.N., Cui, Y.-J., 2011. Effects of the maximum soil aggregates size and cyclic wetting-drying on the stiffness of a lime-treated clayey soil. *Géotechnique* 61, 421–429.
- Tebaldi, G., Orazi, M., Orazi, U.S., 2016. Effect of Freeze—Thaw Cycles on Mechanical Behavior of Lime-Stabilized Soil. *Journal of Materials in Civil Engineering* 28, 06016002. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001509](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001509)

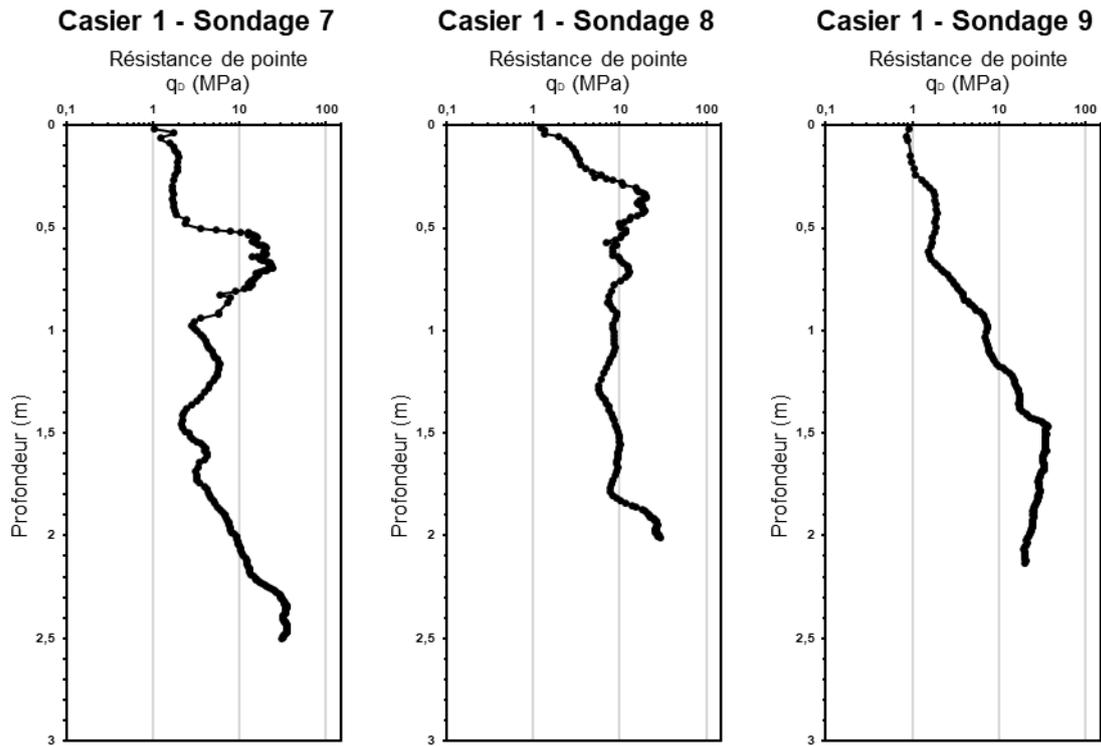
- Thiery, M., Villain, G., Dangla, P., Platret, G., 2007. Investigation of the carbonation front shape on cementitious materials: Effects of the chemical kinetics. *Cement and Concrete Research* 37, 1047–1058. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.04.002>
- Tiwari, N., Satyam, N., Puppala, A.J., 2021. Strength and durability assessment of expansive soil stabilized with recycled ash and natural fibers. *Transportation Geotechnics* 29, 100556. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100556>
- Tran, T.D., 2014. Rôle de la microstructure des sols argileux dans les processus de retrait-gonflement : de l'échelle de l'éprouvette à l'échelle de la chambre environnementale (These de doctorat). Paris, ENMP.
- Tran, T.D., Cui, Y.-J., Tang, A.M., Audiguier, M., Cojean, R., 2014. Effects of lime treatment on the microstructure and hydraulic conductivity of Héricourt clay. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 6, 399–404. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.07.001>
- Tripathy, S., Rao, K.S., Fredlund, D.G., 2002. Water content - void ratio swell-shrink paths of compacted expansive soils. *Can. Geotech. J.* 39, 938–959. <https://doi.org/10.1139/t02-022>
- Udukumbura, R.S., Gallage, C., Dawes, L., 2019. Oedometer based estimation of vertical shrinkage of expansive soil in a large instrumented soil column. *Heliyon* 5, e02380. <https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2019.e02380>
- Villar, M.V., 2007. Water retention of two natural compacted bentonites. *Clays Clay Miner.* 55, 311–322. <https://doi.org/10.1346/CCMN.2007.0550307>
- Vitale, E., Deneele, D., Russo, G., 2021. Effects of carbonation on chemo-mechanical behaviour of lime-treated soils. *Bull Eng Geol Environ* 80, 2687–2700. <https://doi.org/10.1007/s10064-020-02042-z>
- Vitale, E., Deneele, D., Russo, G., 2020. Microstructural Investigations on Plasticity of Lime-Treated Soils. *Minerals* 10, 386. <https://doi.org/10.3390/min10050386>
- Wang, D., Korkiala-Tanttu, L., 2020. 1-D compressibility behaviour of cement-lime stabilized soft clays. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 24, 1013–1031. <https://doi.org/10.1080/19648189.2018.1440633>
- Wang, G., Wei, X., 2015. Modeling swelling–shrinkage behavior of compacted expansive soils during wetting–drying cycles. *Can. Geotech. J.* 52, 783–794. <https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0059>

- Wang, Yejiao, Cui, Y.-J., Benahmed, N., Tang, A.M., Duc, M., 2020. Changes of small strain shear modulus and suction for a lime-treated silt during curing. *Géotechnique* 70, 276–280. <https://doi.org/10.1680/jgeot.18.T.018>
- Wang, Y., Cui, Y.-J., Tang, A.M., Benahmed, N., Duc, M., Sun, W.J., 2020. Shrinkage behaviour of a compacted lime-treated clay. *Géotechnique Letters* 10, 174–178. <https://doi.org/10.1680/jgele.19.00006>
- Wassermann, A., Abdallah, A., Cuisinier, O., 2022. Impact of wetting and drying cycles on the mechanical behaviour of a cement-treated soil. *Transportation Geotechnics* 36, 100804. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100804>
- Williams, J., Shaykewich, C.F., 1969. An evaluation of polyethylene glycol (p.e.g.) 6000 and p.e.g. 20,000 in the osmotic control of soil water matric potential. *Can. J. Soil. Sci.* 49, 397–401. <https://doi.org/10.4141/cjss69-054>
- Xu, L., Zha, F., Liu, C., Kang, B., Liu, J., Yu, C., 2020. Experimental Investigation on Carbonation Behavior in Lime-Stabilized Expansive Soil. *Advances in Civil Engineering* 2020, e7865469. <https://doi.org/10.1155/2020/7865469>
- Yi, Y., Lu, K., Liu, S., Al-Tabbaa, A., 2016. Property changes of reactive magnesia–stabilized soil subjected to forced carbonation. *Can. Geotech. J.* 53, 314–325. <https://doi.org/10.1139/cgj-2015-0135>
- Yu, Z., Eminue, O.O., Stirling, R., Davie, C., Glendinning, S., 2021. Desiccation cracking at field scale on a vegetated infrastructure embankment. *Géotechnique Letters* 11, 88–95. <https://doi.org/10.1680/jgele.20.00108>
- Zhan, L., Chen, P., Ng, C.W.W., 2007. Effect of suction change on water content and total volume of an expansive clay. *J. Zhejiang Univ. - Sci. A* 8, 699–706. <https://doi.org/10.1631/jzus.2007.A0699>
- Zhang, D., Ghoulah, Z., Shao, Y., 2017. Review on carbonation curing of cement-based materials. *Journal of CO2 Utilization* 21, 119–131. <https://doi.org/10.1016/j.jcou.2017.07.003>
- Zhang, L., Ma, W., Yang, C., Yuan, C., 2014. Investigation of the pore water pressures of coarse-grained sandy soil during open-system step-freezing and thawing tests. *Engineering Geology* 181, 233–248. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.07.020>

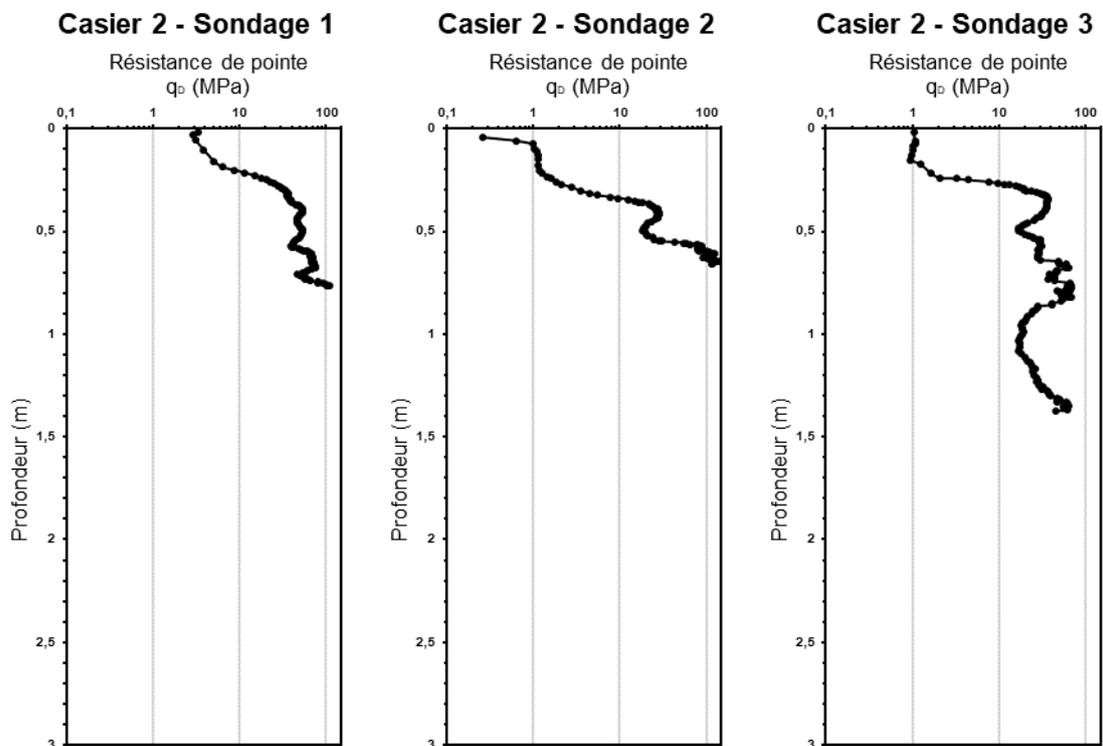
Annexe : essais pénétrométriques dynamiques à charge variable

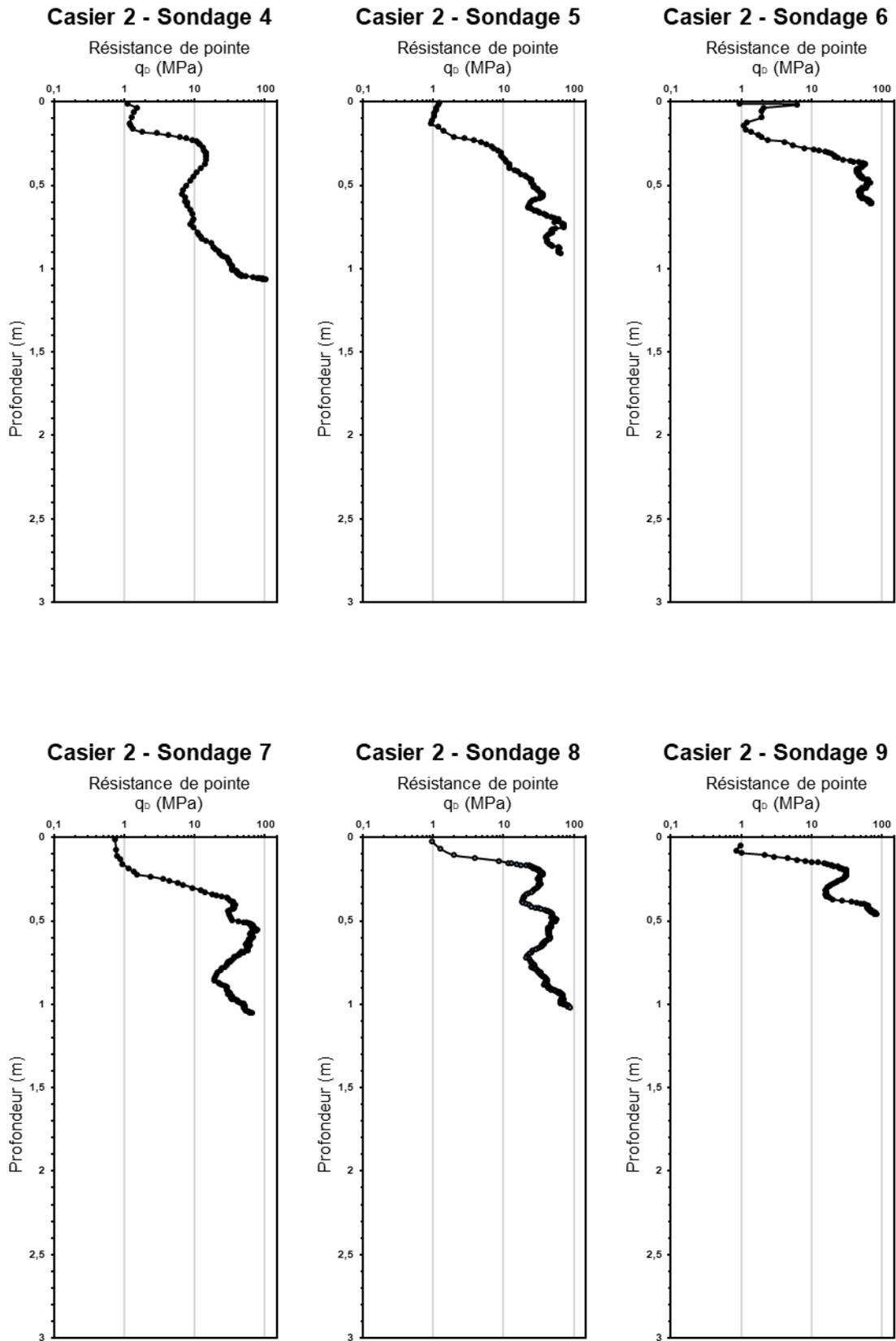
Essais obtenus sur le casier n°1 :



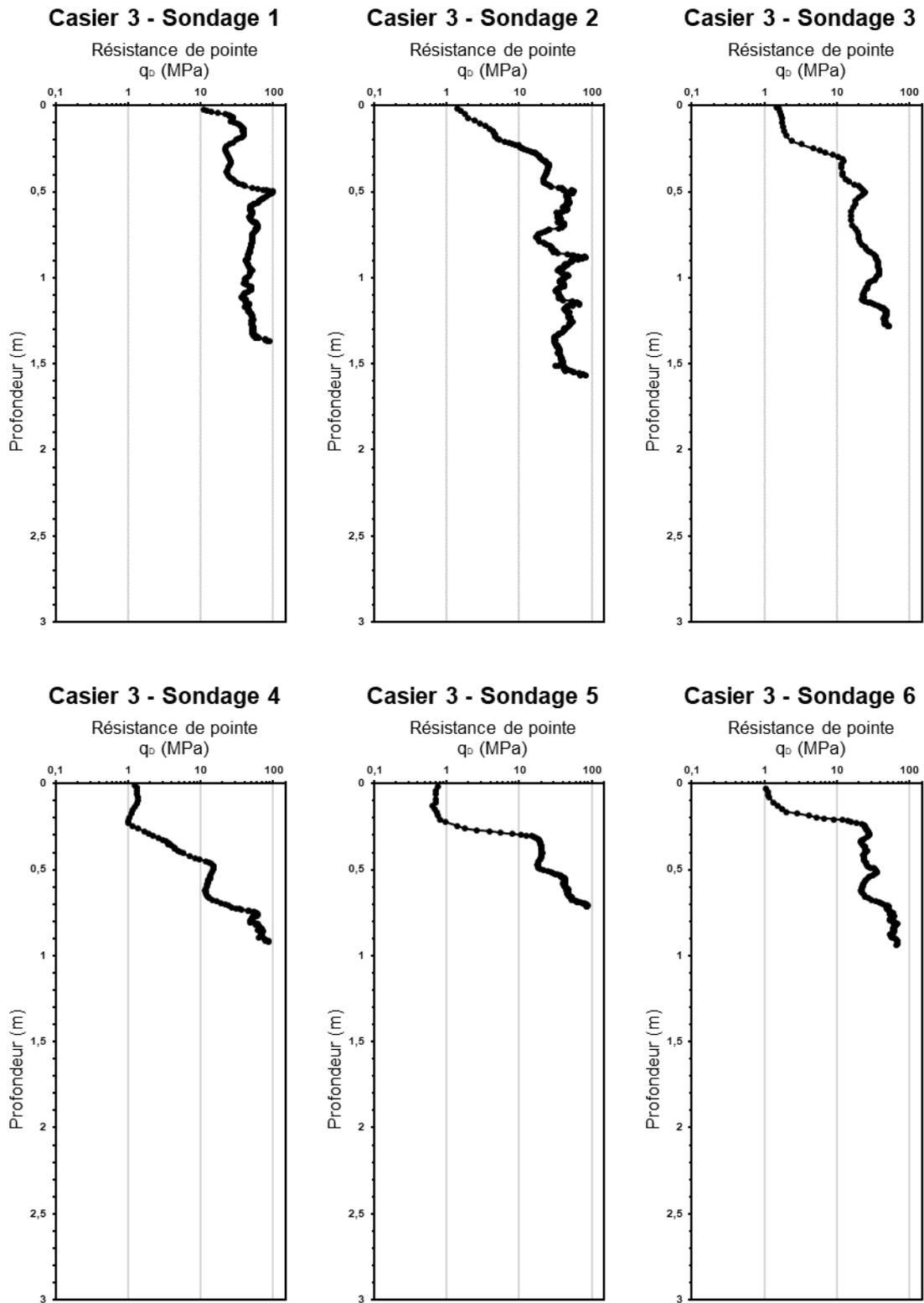


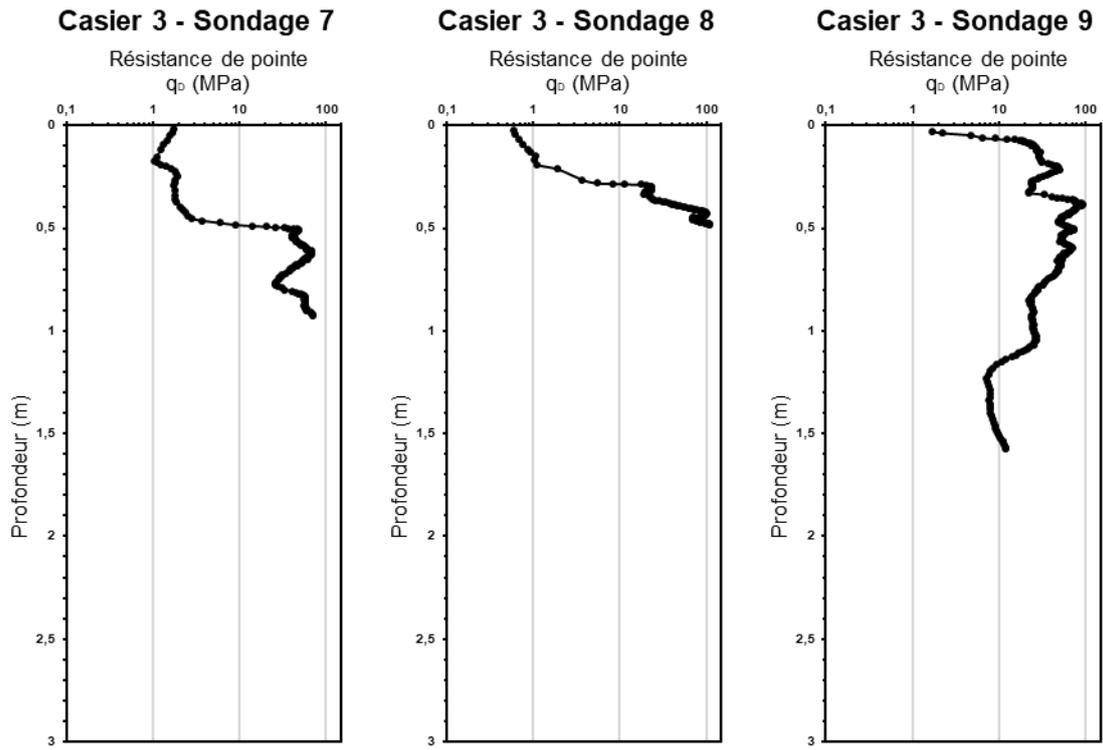
Essais obtenus sur le casier n°2 :





Essais obtenus sur le casier n°3 :





Résumé

L'objectif principal de cette thèse est de comprendre les mécanismes responsables de l'altération hydromécanique des sols traités. Dans ce contexte, des essais ont été effectués à partir d'échantillons prélevés dans un remblai construit en 2010 à partir d'une argile fortement plastique traitée à la chaux et/ou au ciment. Une méthodologie multi-échelles a été mise en place afin d'étudier le comportement hydromécanique au niveau du talus de l'ouvrage, zone directement exposée aux sollicitations environnementales. Les essais effectués ont mis en évidence la dégradation des performances mécaniques du matériau au niveau de la partie externe de l'ouvrage. L'altération mesurée est le résultat de l'action couplée du lessivage du traitement, de cycles de séchage et d'humidification et de la carbonatation de la chaux et du ciment. L'étude a également permis de mieux comprendre les différents mécanismes responsables de la dégradation mécanique du matériau traité dans le cadre de cycles de séchage et d'humidification.

Abstract

This thesis mainly focuses on the study of the mechanisms responsible for the hydromechanical alteration of stabilised soils. In this context, tests were performed on samples retrieved from an embankment built in 2010 with a highly expansive clay stabilised with lime and/or cement. A multi-scale methodology was implemented to assess the hydromechanical behaviour of the material from the external part of the structure. The results evidenced the degradation of the mechanical performances of the material coming from the edge of the embankment. The measured alteration is due to the combined action of the leaching of the treatment, wetting and drying cycles and carbonation. The study also identified the different mechanisms responsible for the mechanical degradation of the stabilised material subjected to successive wetting and drying cycles.